



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

JONNE SAVOLAINEN
KULMATUKIMUURIN GEO- JA RAKENNETEKNINEN SUUNNIT-
TELU

Diplomityö

Tarkastaja:
Professori Anssi Laaksonen
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen tiedekun-
taneuvoston kokouksessa 8. huhti-
kuuta 2015

TIIVISTELMÄ

Jonne Savolainen: Kulmatukimuurin geo- ja rakennetekninen suunnittelu

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 75 sivua, 11 liitesivua

Huhtikuu 2015

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: Professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: kulmatukimuuri, eurokoodi 2, eurokoodi 7

Tukimuurien suunnittelu ja mitoitus on monissa kohteissa rakennesuunnittelijalle vastaan tuleva tehtävä, jonka suorittaminen edellyttää rakennesuunnittelun lisäksi myös geoteknisten perusteiden hyvää hallintaa. Tämän diplomityön tavoitteena on selvittää teräsbetonirakenteisen kulmatukimuurin mitoituksessa erityisesti rakennesuunnittelijan näkökulmasta keskeisimpiä geo- ja rakennetekniseen suunnitteluun vaikuttavia tekijöitä ja suunnittelussa huomioon otettavia asioita.

Kulmatukimuurin mitoitus suoritetaan betonirakenteiden osalta eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 ja geoteknisen suunnittelun osalta SFS-EN 1997-1 mukaisilla suunnitteluvaatimuksilla ja -periaatteilla. Kuormitusyhdistelmien muodostamiseen käytetään rakenteiden suunnitteluperusteet määrittelevää standardia SFS-EN 1990.

Työssä perehdytään kulmatukimuriin vaikuttaviin kuormituksiin ja kuormitusyhdistelmiin, joita käytetään yhdessä osavarmuuslukumenetelmän kanssa tutkittaessa staattisen tasapainorajatilan sekä rakenteellisten ja geoteknisten rajatilojen toteutumista. Osavarmuuslukumenetelmässä tarkasteltavan rajatilan mukaan määräytyvät erikseen osavarmuusluvut kuormituksille, maaparametreilla ja kestävyydelle.

Geoteknisessä suunnittelussa suoritetaan kulmatukimuurin dimensioiden valinta ja geotekninen mitoitus kulmatukimuurin pohjalaatan kantokestävyyden, liukumiskestävyyden ja kaatumisen suhteen. Rakenneteknisessä osuudessa tarkastellaan tukimuurin pohjalaatan ja tukiseinän taivutus- ja leikkauskestävyyttä sekä halkeilun rajoittamista kulmatukimuriin kohdistuvien ympäristöolosuhteiden määrittelevien rasitusluokkien mukaan. Lisäksi tarkastellaan kallioankkuroinnin hyödyntämisen periaatteita ja vaikutusta tukimuurin kantokestävyyteen, liukumiskestävyyteen ja kaatumiseen. Kallioankkuroinnista tukimuurin pohjalaatalle aiheutuvat rasitukset otetaan huomioon paikallisen puristuksen ja mahdollisten halkaisuvoimien kautta.

Geo- ja rakenneteknisten mitoitusperusteiden pohjalta luodaan Mathcad -ohjelmalla laskentasovellus suunnittelijoiden käyttöön. Sovelluksen tarkoituksena on mahdollistaa helppokäyttöisellä ohjelmalla kulmatukimuurien tehokas ja vaatimustenmukainen laskenta voimassa olevien suunnitteluperusteiden mukaisesti.

ABSTRACT

Jonne Savolainen: Cantilever retaining wall geotechnical and structural design
Tampere University of Technology
Master of Science Thesis, 75 pages, 11 Appendix pages
April 2015
Master's Degree Programme in Civil Engineering
Major: Structural Design
Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: Cantilever retaining wall, eurocode 2, eurocode 7

Retaining walls design and calculation is a common assignment to structural designer. This assignment requires in addition to structural design and also good knowledge of geotechnical design requirements. This master's thesis' ambition is to find out in particular to the structural designer the most important design factors related to reinforced concrete retaining wall.

Cantilever retaining wall design of structures is performed according to SFS-EN 1992-1-1 and the geotechnical design is made according to SFS-EN 1997-1. Load combinations are defined in SFS-EN 1990.

The thesis orientates to the loads that affects retaining walls and also to the load combinations. Both of these are used with limit states when checking static equilibrium of rigid body (EQU) or ground pressure and verification of resistance of wall and footing (STR/GEO). Characteristic limit state partial factors to the loads, soil parameters and durability are determined according to the limit state method.

Geotechnical design is executed by selecting dimension to the cantilever retaining wall and geotechnical dimensioning to ground bearing resistance, sliding resistance and overturning. Technical structure part surveys bearing and shear resistance of the ground and the retaining wall. Limitation of cracking to the cantilever retaining wall is considered according to the stress categories that defines environmental conditions. There is also considered principles of exploiting rock anchoring and its effects on bearing resistance, sliding resistance and overturning of the retaining wall. Stresses from the result of rock anchoring are considered due to local compression and possible splitting force.

Based on the geotechnical and structural dimension methods there are created Mathcad –applicaton for the use of designers. Applications purpose is to provide efficient and comply with the requirements calculation due to the existing design criteria.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty A-Insinöörit Suunnittelu Oy:n teollisuus- ja toimitilarakentamisen yksikössä. Työn tarkastajana toimi Tampereen teknillisen yliopiston rakennustekniikan professori Anssi Laaksonen, jota haluan kiittää diplomityöni kommentoimisesta ja tarkastamisesta.

Työnantajaani A-Insinöörit Suunnittelu Oy:tä kiitän työn tekemisen mahdollistamisesta ja työhön käytetystä ajasta. Yksikönjohtaja Timo Leppäselle kiitokset diplomityön ideoinnista ja käytännön järjestelyistä. Työtovereitani haluan kiittää asiantuntevista näkemyksistä ja neuvoista, jotka ovat auttaneet tämän työn tekemisessä.

Lisäksi haluan kiittää vanhempiani tuesta ja kannustuksesta koko opintojeni aikana. Erityiskiitokset vaimolleni ymmärryksestä, jaksamisesta ja kärsivällisyydestä työelämän, opintojen ja lapsiperheen jokapäiväisen arjen keskellä.

Tampereella, 24.3.2015

Jonne Savolainen

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Työn tausta ja tavoitteet	1
1.2	Työn rajaukset	1
2.	KULMATUKIMUURIN SUUNNITTELUPERUSTEET.....	3
2.1	Yleistä	3
2.2	Rajatilamitoitus.....	3
2.2.1	Murtorajatila	4
2.2.2	Käyttörajatila	4
2.3	Osavarmuuslukumenetelmä	5
2.3.1	Kuormien ja kuormien vaikutusten mitoitusarvot	5
2.3.2	Kestävyyden mitoitusarvot.....	7
2.4	Mitoitustapa.....	8
2.5	Osavarmuusluvut eri rajatiloissa	9
2.5.1	Staattisen tasapainorajatilan (EQU) osoittamiseksi	9
2.5.2	Rakenteellisten (STR) ja geoteknisten (GEO)	
	rajatilojen osoittamiseksi	10
2.5.3	Osavarmuusluvut kestävyydelle	11
3.	KUORMITUSYHDISTELMÄT	13
3.1	Mitoitustilanne.....	13
3.2	Kuormitusyhdistelmien määrittely	13
3.3	Seuraamusluokan määrittely	16
4.	KUORMAT	17
4.1	Pysyvät kuormat	17
4.2	Muuttuvat kuormat	17
4.3	Onnettomuuskuormat.....	17
4.4	Maanpaineiden määrittely	18
4.4.1	Lepopaineen laskenta	18
4.4.2	Pistekuorman aiheuttama maanpaine.....	21
4.4.3	Tiivistäminen	23
5.	KULMATUKIMUURIN GEOTEKNINEN MITOITUS	24
5.1	Kantokestävyys.....	24
5.1.1	Kantokestävyyden määrittely.....	25
5.1.2	Kantokestävyys perustamistavan mukaan.....	28
5.1.3	Pohjalaatan tehokas leveys	28
5.2	Liukumiskestävyys	31
5.3	Kaatuminen	32
5.4	Perustuksen ankkurointi kallioon	34
6.	KULMATUKIMUURIN RAKENNETEKNINEN MITOITUS.....	37
6.1	Taivutuskestävyys	37

6.2	Leikkauskestävyys.....	40
6.2.1	Leikkausraudoittamattomat rakenteet	41
6.2.2	Leikkausraudoitetut rakenteet.....	42
6.2.3	Eri aikaan valetut rakenteet	42
6.3	Halkeilu.....	44
6.3.1	Halkeamaleveyden laskenta	44
6.3.2	Halkeilun rajoittaminen.....	47
6.3.3	Rasitusluokat	48
6.4	Paikallinen puristus.....	51
6.5	Kallioankkuroinnin mitoitus	53
6.5.1	Kantokestävyys.....	53
6.5.2	Liukumiskestävyys	54
6.5.3	Kaatuminen.....	56
6.6	Lisäohjeita	56
6.6.1	Raudoituksen vähimmäisalat	56
7.	KULMATUKIMUURIN LASKENTAESIMERKKI	59
7.1	Geotekniset laskelmat	60
7.2	Rakennetekniset laskelmat	66
8.	JOHTOPÄÄTÖKSET	72
	LÄHTEET.....	74

LIITE 1: Kulmatukimuurin laskentapohja

LIITE 2: Yhdistelykertoimet

LIITE 3: Materiaaliominaisuudet

LIITE 4: Maalajien ominaisuudet

LIITE 5: Perustuksen kantokestävyyden laskennallinen määrittäminen

LYHENTEET JA MERKINNÄT

Latinalaiset isot kirjaimet

A_c	Betonin poikkileikkausala
A_{c0}	Paikallisen puristuksen kuormitusalue
A_{c1}	Paikallisen puristuksen kuorman jakaantumisalue
A_d	Onnettomuuskuorman mitoitusarvo
A_s	Raudoituksen poikkileikkausala
$A_{c,eff}$	Vedetyn betonialueen tehollinen pinta-ala
$A_{s,min}$	Vähimmäisraudoituksen poikkileikkausala
A_{sw}	Leikkausraudoituksen poikkileikkausala
A'	Tehokas pohjan ala
B	Perustuksen leveys
B'	Perustuksen tehokas leveys
D	Perustamissyvyys
E_{cm}	Betonin sekanttimoduuli
E_{cd}	Betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
E_d	Kuorman vaikutuksen mitoitusarvo
E_s	Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo
$E_{stb;d}$	Vakauttavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
$E_{dst;d}$	Kaatavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
F	Kuorma
F_{rep}	Kuorman edustava arvo
F_d	Kuorman mitoitusarvo
F_k	Kuorman ominaisarvo
F_{Rdu}	Pistekuormakestävyys
$G_{kj,sup}$	Epäedullisen pysyvän kuorman ominaisarvo
$G_{kj,inf}$	Edullisen pysyvän kuorman ominaisarvo
H_d	Vaakakuorman mitoitusarvo
K_{FI}	Seuraamusluokasta riippuva kerroin
K_0	Lepopaine kerroin
$K_{0;\beta}$	Lepopaine kerroin, kun maanpinta on kaltevuuskulmassa β
L	Pohjalaatan pituus
L'	Pohjalaatan tehokas pituus
M_{Ed}	Taivutusmomentin mitoitusarvo
$M_{d,stb}$	Tukevien momenttien mitoitusarvo
$M_{d,dst}$	Kaatavien momenttien mitoitusarvo
N	Normaalivoima
N_{Ed}	Normaalivoiman mitoitusarvo
P	Esijännitysvoiman ominaisarvo
R_k	Kestävyyden ominaisarvo

R_d	Kestävyyden mitoitusarvo
Q_k	Muuttuvan kuorman ominaisarvo
V_d	Pystykuorman mitoitusarvo
$V_{Rd,c}$	Leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$V_{Rd,s}$	Leikkausraudoitetun rakenneosan leikkauskestävyyden mitoitusarvo
V_{Rdi}	Eri aikaan valettujen rakenneosien leikkauskestävyyden mitoitusarvo
V_{Rd}	Leikkauskestävyyden mitoitusarvo
X_d	Materiaaliominaisuuden mitoitusarvo

Latinalaiset pienet kirjaimet

a_d	Mittasuureen mitoitusarvo
b	Poikkileikkauksen leveys
c	Koheesio
c'	Tehokas koheesio
c_u	Maan suljettu leikkauslujuus
d	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
e	Kuorman epäkeskisyyys
f_{cd}	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
f_{cm}	Betonin lieriölujuuden keskiarvo
f_{yd}	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{yk}	Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
f_{ywd}	Leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ctm}	Betonin keskimääräinen vetolujuus
h_f	Virtuaalisen seinän korkeus
q	Tasainen pintakuorma
z	Poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
w_k	Halkeamaleveys

Kreikkalaiset kirjaimet

α	Perustuksen pohjan kaltevuus vaakatason suhteen
β	Maanpinnan kaltevuuskulma vaakatasosta ylöspäin
δ_k	Leikkauskestävyysskulman ominaisarvo
δ_d	Leikkauskestävyysskulman mitoitusarvo
γ'_k	Maan tehokas tilavuuspaino
γ_C	Betonin osavarmuusluku
γ_F	Kuorman F osavarmuusluku
$\gamma_{G,inf}$	Edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,sup}$	Epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku

γ_Q	Epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,dst}$	Kaatavan pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,stb}$	Vakauttavan pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q,dst}$	Kaatavan muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q,stb}$	Vakauttavan muuttuvan kuorman osavarmuusluku
γ_M	Materiaaliominaisuuden osavarmuusluku
γ_Q	Muuttuvan kuorman osavarmuusluku
γ_{Sd}	Kuorman mallintamisen epävarmuuden osavarmuusluku
γ_f	Kuormien osavarmuusluku, jossa mallin epävarmuuksia ei oteta huomioon
γ_M	Materiaaliominaisuuden epävarmuudet huomioiva osavarmuusluku
$\gamma_{R;h}$	Liukumiskestävyysden osavarmuusluku
$\gamma_{R;v}$	Kantokestävyysden osavarmuusluku
γ_{Rd}	Epävarmuuden ja mittapoikkeamat huomioiva osavarmuusluku
$\rho_{p,eff}$	Geometrinen raudoitussuhde
φ'	Maan tehokas leikkauskestävyyskulma (kitkakulma)
ϕ'_d	ϕ' :n mitoitusarvo
v	Halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin
σ_c	Betonin puristusjännitys
ψ_0	Muuttuvan kuorman ominaisyhdistelmän yhdistelykerroin
ψ_1	Muuttuvan kuorman tavallisen arvon yhdistelykerroin
ψ_2	Muuttuvan kuorman pitkäaikaisarvon yhdistelykerroin

1. JOHDANTO

1.1 Työn tausta ja tavoitteet

Tukimuurien suunnittelu ja mitoitus on monissa kohteissa rakennesuunnittelijalle vastaan tuleva tehtävä, jonka suorittaminen edellyttää rakennesuunnittelun lisäksi myös geoteknisten perusteiden hyvää hallintaa. Tämän diplomityön tavoitteena on selvittää teräsbetonirakenteisen kulmatukimuurin mitoituksessa erityisesti rakennesuunnittelijan näkökulmasta keskeisimpiä geo- ja rakennetekniseen suunnitteluun vaikuttavia tekijöitä ja suunnittelussa huomioon otettavia asioita. Tutkimuksen tavoitteena on muodostaa suunnittelijalle selkeä kokonaiskuva, kuinka kulmatukimuurin mitoitus suoritetaan eurokoodin mukaisesti eri rajatiloissa ja käsiteltäville rajatiloille ominaisilla mitoitusvailla ja suunnitteluvaatimuksilla.

Eurokoodissa SFS-EN 1997 määritetään geotekniset suunnitteluvaatimukset rakenteille luokissa 1-3. Kulmatukimuurit kuuluvat luokkaan 2 tavanomaisilla rakenne- ja perustustyypeillä, joihin ei liity tavanomaisesta poikkeavia riskejä tai epätavallisia tai erikoisen vaikeita pohja- tai kuormitusolosuhteita. Luokassa 2 rakennesuunnittelija toteuttaa kulmatukimuurin suunnittelun geoteknisen suunnittelijan antamien lähtötietojen perusteella. Suunnittelun lähtötietoina geotekniseltä suunnittelijalta saadaan perustamistapa-lausunto ja pohjatutkimusten perusteella määritetyt maaperän ominaisuudet.

Diplomityön tavoitteena on teoreettisen tarkastelun lisäksi luoda ensisijaisesti rakennesuunnittelijoiden käyttöön soveltuva laskentatyökalu, jolla kulmatukimuurin geo- ja rakennetekniset laskelmat voidaan suorittaa vaatimusten mukaisesti ja ajallisesti tehokkaasti.

1.2 Työn rajaukset

Tutkimuksessa käsitellään kulmatukimuurin mitoittamista siihen liittyvien eurokoodien ja niiden kansallisten liitteiden mukaan. Geotekniseen suunnitteluun liittyvät mitoitusperiaatteet on esitetty standardissa SFS-EN 1997-1-1. Betonirakenteiden suunnittelussa käytetään standardia SFS-EN 1992-1-1. Näissä standardeissa viitataan rakenteiden suunnitteluperusteiden osalta standardiin SFS-EN 1990 ja rakenteiden kuormien osalta standardiin SFS-EN 1991-1-1.

Kansallisesti määritettävät parametrit koskevat talonrakennustyötä sekä siihen liittyviä kaivanto- ja maarakennustöitä. Tässä työssä ei käsitellä Liikenne- ja viestintäministeriön hallinnonalaan kuuluvia teitä, ratoja ja siltoja sekä niiden kansallisia liitteitä. Pääasiallinen ero talonrakennuskohteiden ja infrarakenteiden välillä muodostuu käytettävistä kuormien tai kuormien vaikutusten ja maaparametrien osavarmuusluvuista,

jotka eroavat näiden kansallisten liitteiden välillä toisistaan.

Tutkimuksessa kulmatukimuurin perustamistapana käytetään maan- ja kallionvaraisia perustuksia. Paaluperustuksille tehtyjä kulmatukimuureja ei tässä työssä käsitellä. Tukimuurin rakennemallina käytetään ulokkeellista ja jäykkää rakennemallia. Tukimuurin kestävyyttä parantavien siipien vaikutusta ei huomioida tässä tutkimuksessa.

Tarkasteltavista murtorajatilojen vaatimuksista ei käsitellä tasapainon menetystä vedenpaineen aiheuttaman nosteen takia (UPL), eikä hydraulisten gradienttien aiheuttaman maapohjan nousun, sisäisen eroosion ja sisäisen putkieroosion johdosta (HYD).

Murtorajatilojen lisäksi suunnittelussa tulee tarkistaa käyttörajatilojen vaatimukset. Käyttörajatilatarkasteluihin tässä tutkimuksessa keskitytään lähinnä rakenteellisen mitoituksen yhteydessä. Geoteknisen suunnittelun osalta ei käsitellä painumien laskentaa, eikä varsinaisesti kokonaisstabiliteetin tarkistuksia. Kokonaisstabiliteetin osalta esitetään kuitenkin mitoitustavan määräytyminen eurokoodien mukaan ja käytettävät kuormitusyhdistelmät. Painumien ja kokonaisstabiliteetin laskenta jätetään geoteknisen suunnittelijan arvioitavaksi ja tarkistettavaksi.

Kulmatukimuurin mitoitukseen vaikuttavan pohjaveden pinnan oletetaan olevan perustamistason alapuolella. Tämä oletus edellyttää, että tukimuurin taustamateriaalina on käytetty routimattomia maatyttöjä, jotka ohjaavat pintavedet taustalla olevan täytön läpi toimiviin kuivatusjärjestelmiin. Routimattomien täyttöjen tehtävänä on samalla myös varmistaa, ettei veden jäätyminen aiheuta tukimuuria kuormittavaa routapainetta.

2. KULMATUKIMUURIN SUUNNITTELUPERUSTEET

2.1 Yleistä

Tukimuureilla tarkoitetaan yleensä maanpinnan suuria korkeuseroja porrastavia seinämäisiä rakenteita. Tukimuureja käytetään tilanteissa, joissa maanpinnan korkeuseroja ei voida tilanpuutteen vuoksi järjestää riittävän loiviin luiskarakenteisiin [1]. Rakenteen tulee muotonsa ja painonsa avulla kestää siihen kohdistuvat maanpaineet [2]. Tässä työssä käsitellään nykyisin yleisimmin käytössä olevaa kulmatukimuuria, jonka toiminta perustuu tukimuurin pohjalaatan päällä olevan maan painon aiheuttamaan pystyssä pitävään vaikutukseen.

Tukimuurit ovat maanpaineen ja toisinaan myös vedenpaineen kuormittavia rakenteita. Tukimuureja käytetään sekä itsenäisinä rakenteina että muiden rakenteiden yhteydessä. Muiden rakenteiden yhteydessä tai kulkuväylien vieressä oleviin tukimuureihin kohdistuu maataytön aiheuttaman maanpaineen lisäksi myös ulkopuolisista kuormista aiheutuvia maanpaineita [3]. Lisäksi tukimuurin pintaan voi kohdistua suoria pysty- tai vaakasuuntaisia kuormituksia.

Tukimuuri voidaan perustaa maan- tai kallionvaraan sekä paaluille. Tukimuuri on perustettava roudattomaan syvyyteen tai se on routasuojattava. Tukimuurin taustan täytön tulee olla routimatonta, jotta taustatäytön jäätyminen ei aiheuttaisi tukimuriin routapainetta. Tukimuuria ei yleensä mitoiteta vedenpaineelle, jonka vuoksi taustatäytöstä on tehtävä hyvin vettä läpäisevää ja lisäksi tukimuurin alaosassa on huolehdittava tukimuurin taakse mahdollisesti kertyvän veden poistumisesta kuivatusjärjestelmiin. Tarvittaessa on varmistettava taustatäytön kuivatus salaojituksella [3].

Tukimuurin yläreuna rakennetaan yleensä turvallisuussyistä muurin takana olevaa maanpintaa korkeammalle tasolle joko tukimuurin seinää jatkamalla tai liittämällä erillinen kaide-elementti putoamisen tai ajoneuvojen törmäyksen varalta. Tukimuurin takana oleva maanpinta voidaan päällystää vedenpitäväksi estämään pintavesien imeytyminen taustatäytön sisään.

2.2 Rajatilamitoitus

Eurokoodissa rakenteiden suunnittelu perustuu rajatilamenetelmään ja sen yhteydessä käytettävään osavarmuuslukumenetelyyn. Rajatilamitoituksessa tarkistetaan, ettei mitään rajatilaa ylitetä missään kyseeseen tulevassa mitoitustilanteessa.

Rajatilamitoituksessa murto- ja käyttörajatilat käsitellään erikseen. Käyttörajatilan tai murtorajatilan vaatimustenmukaisuuden osoittaminen voidaan jättää suorittamatta.

ta, jos on riittävästi tietoa siitä, että toisen rajatilan vaatimustenmukaisuuden toteutuessa toisenkin rajatilan vaatimustenmukaisuus toteutuu.

Rajatilamitoituksessa valitaan mitoitustilanteet ottamalla huomioon ne olosuhteet, joissa rakenteen edellytetään täyttävän tehtävänsä. Mitoitustilanteet luokitellaan niiden esiintymistaajuuden mukaan normaalisti vallitseviin ja tilapäisiin mitoitustilanteisiin sekä onnettomuus- ja maanjäristysmitoitustilanteisiin. [4]

2.2.1 Murtorajatila

Murtorajatilalla tarkoitetaan sortumiseen tai muuhun vastaavaan rakenteen vaurioitumistapaan liittyvää tilaa. Kaikki ihmisten turvallisuuteen tai rakenteiden varmuuteen liittyvät rajatilat tulee luokitella murtorajatiloiksi. Murtorajatilana voidaan käsitellä rakenteen sortumista edeltäviä tiloja, joita yksinkertaisuuden vuoksi tarkastellaan itse sortuman sijaan [4]. Kulmatukimuurien suunnittelussa tarkistetaan seuraavien murtorajatilojen vaatimukset murtorajatilakohtaisilla kuormitusyhdistelmillä, jotka on esitetty kaavojen muodossa laskentausekkeina luvussa 3.1.

EQU	Jäykkänä kappaleena tarkasteltavan rakenteen tai sen minkä tahansa osan staattisen tasapainon menetys.
STR	Rakenteen tai rakenneosien sisäinen vaurioituminen tai liian suuri siirtymätila, kun rakenteen rakennusmateriaalien lujuus on määräävä.
GEO	Maan pettäminen tai liian suuri siirtymätila, kun maakerroksen tai kallion lujuus on merkittävä kestävyuden saavuttamisen kannalta.
UPL	Vedenpaineen aiheuttamasta nosteesta tai muista pystysuuntaisista kuormista johtuva rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettäminen.
HYD	Hydraulisten gradienttien aiheuttama hydraulinen maapohjan nousu, sisäinen eroosio ja sisäinen putkieroosio maassa.

Tässä työssä ei tarkastella edellä esitettyjä UPL- ja HYD – rajatiloja. Kyseiset rajatilat on tässä yhteydessä kuitenkin mainittu ja selitetty lyhyesti, sillä eurokoodin SFS-EN 1990 mukaan nämä murtorajatilat tulee tarkistaa niiden tullessa kyseeseen. Tässä työssä oletetaan pohjaveden pinnan olevan perustamistason alapuolella samalla korkeudella tukimuurin molemmiin puolin, joten vedenpaineen aiheuttamaa nostetta tai hydraulisia gradientteja ei pääse esiintymään.

2.2.2 Käyttörajatila

Käyttörajatilalla tarkoitetaan rajatilaa, josta kuormituksen arvo ei voi nousta ilman, että syntyvät muodonmuutokset asettavat rajoituksia rakenteen käytölle tai lyhentävät rakenteen suunniteltua käyttöikää. Rakenteen käyttörajatilatarkasteluilla osoitetaan, että ra-

kenne tavallisissa olosuhteissa yleensä esiintyvän kuormituksen alaisena täyttää sille asetetut vaatimukset koko suunnitellun käyttöajan [5].

Käyttörajatilaksi tulee luokitella rajatilat, jotka liittyvät rakenteen tai rakennesien toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen ja rakennuskohteen ulkonäköön [4]. Käyttörajatilassa rakenteen tulee säilyttää käyttökelpoisuusvaatimukset, joita voidaan asettaa esimerkiksi rajoittamalla taipumista, halkeilua tai värähtelyä. Käyttökelpoisuusvaatimusten tavoitteena on taata rakenteen hyväksyttävien ominaisuuksien säilyminen [6]. Käyttörajatilassa kyseeseen tulevat kuormitusyhdistelmät on esitetty luvussa 3.1.

2.3 Osavarmuuslukumenetelmä

Osavarmuuslukumenetelmää käytettäessä tulee osoittaa, että mitään rajatilaa (murto- tai käyttörajatilaa) ei ylitetä missään kyseeseen tulevassa mitoitusilanteessa, kun mitoitusmalleissa käytetään kuormien tai kuormien vaikutusten ja kestävyyksien mitoitusarvoja [4]. Mitoitusarvot saadaan käyttämällä ominaisarvoja tai edustavia arvoja yhdessä osavarmuuslukujen kanssa.

Vaihtoehtoisesti voidaan määrittää mitoitusarvot suoraan silloin, kun halutaan varmistaa varmalla puolella olevien arvojen valinta. Tilastollisin perustein määritettyjen mitoitusarvojen tulee vastata vähintään samaa luotettavuustasoa kaikissa rajatiloissa kuin mikä saavutetaan standardin mukaisia osavarmuuslukuja käytettäessä [4].

Mitoitusilanteita ja niihin kuuluvia rajatiloja tarkasteltaessa määräävien kuormitustapausten yksittäiset kuormat yhdistellään rakenteiden suunnitteluperusteiden mukaan, kuten jäljempänä luvussa 3 esitetään. Yhdistelmissä ei kuitenkaan tarkastella samanaikaisesti vaikuttavina sellaisia kuormia, joiden on fysikaalisista tai toiminnallisista syistä mahdotonta esiintyä samanaikaisesti [4]. Seuraavaksi on lyhyesti esitetty osavarmuuslukumenetelmässä käytettävien kuormien ja kuormien vaikutusten sekä kestävyysden mitoitusarvojen määräytyminen.

2.3.1 Kuormien ja kuormien vaikutusten mitoitusarvot

Kuorman ominaisarvosta saadaan kuorman edustava arvo kertomalla ominaisarvo yhdistelykertoimella ψ . Pysyvien kuormien osalta yhdistelykertoimen ψ arvo on aina 1,0 ja muuttuvien kuormien osalta kyseeseen tuleva yhdistelykerroin ψ on yhtä suuri tai pienempi kuin 1,0. Kuorman edustavasta arvosta saadaan mitoitusarvo kertomalla edustava arvo kuorman osavarmuusluvulla γ_f [7].

Kuormien mitoitusarvot (F_d) voidaan esittää yleisessä muodossa [4]

$$F_d = \gamma_f F_{rep} = \gamma_f \psi F_k \quad (2.1)$$

jossa

F_d on kuorman mitoitusarvo

F_k	on kuorman ominaisarvo
F_{rep}	on kuorman edustava arvo
γ_f	on kuorman osavarmuusluku
ψ	on 1,0 tai ψ_0 , ψ_1 tai ψ_2

Yhdistelykertoimien ψ_0 , ψ_1 ja ψ_2 arvoja käytetään muuttuvien kuormien yhdistelyyn liitteessä 2 esitetyn taulukon arvojen ja luvussa 3 esitettyjen kuormitusyhdistelmien mukaisesti. Yhdistelykertoimilla huomioidaan muuttuvien kuormien yhtäaikaisen esiintymisen epätodennäköisyys.

Kuormien vaikutuksilla tarkoitetaan kuormista seuraavia laskennallisia voimia, kuten momentteja, jännityksiä ja muodonmuutoksia. Näitä ovat esimerkiksi kuormien aiheuttamat pohjapaineet ja rakennetta kuormittavat taivutusmomentit [7].

Kantavien rakenteiden suunnittelussa voidaan yleensä kuormien vaikutukset laskea pelkästään kuormien ja rakenteen mittojen perusteella. Geoteknisessä mitoituksessa kuormien vaikutukset ovat kuitenkin yleensä kuormien ja rakenteen mittojen lisäksi materiaalin lujuusominaisuuksien funktioita [7]. Esimerkiksi tukimuurin seinälle tulevan taivutusmomentin arvoon vaikuttaa sitä kuormittavan lepopaineen kautta myös maan ominaisuudet, kuten tilavuuspaino ja leikkauskestävyyskulma (kitkakulma), joiden vaihteluilla on vaikutusta myös tukiseinälle tulevan kuorman vaikutukseen.

Kuormien vaikutusten mitoitusarvot (E_d) voidaan kuormien mitoitusarvoja (F_d) vastavasti esittää yleisessä muodossa [4]

$$E_d = \gamma_{sd} E(\gamma_{fi} F_{rep,i}; a_d) \quad i \geq 1 \quad (2.2)$$

jossa

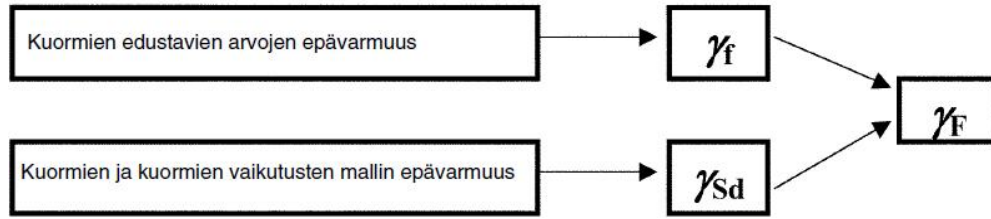
E_d	on kuorman vaikutuksen mitoitusarvo
γ_{sd}	on osavarmuusluku, joka huomioi epävarmuudet kuormien vaikutusten mallintamisessa ja kuormia mallinnettaessa
a_d	on mittasuureen mitoitusarvo, joka sisältää epäedullisten mittojen poikkeamien vaikutukset rakenteen luotettavuuteen

Yleensä voidaan tehdä yksinkertaistus kuormien vaikutusten mitoitusarvolle (E_d)

$$E_d = E(\gamma_{Fi} F_{rep,i}; a_d) \quad i \geq 1$$

jossa

$$\gamma_{Fi} = \gamma_{sd} \times \gamma_{fi} \quad (2.3)$$



Kuva 1. Kuormien ja kuormien vaikutusten osavarmuuslukujen välinen yhteys [4].

Kuorman osavarmuusluvut voidaan suunnittelussa käytettävästä mitoitustavasta riippuen kohdistaa joko suoraan kuormiin tai vasta kuormista laskettuihin vaikutuksiin [7]. Jos pysyvien kuormien tai kuormien vaikutusten edullisten ja epäedullisten arvojen välille on tehtävä ero, tulee käyttää kahta eri osavarmuuslukua, alaraja-arvoa $\gamma_{G,inf}$ edullisille ja yläraja-arvoa $\gamma_{G,sup}$ epäedullisille pysyville kuormille tai kuormien vaikutuksille. Pysyvän kuorman vaihtelu voidaan jättää huomiotta, jos se ei vaihtelee merkittävästi rakenteen suunnitellun käyttöiän aikana [4].

2.3.2 Kestävyyden mitoitussarvot

Kestävyydellä (R) tarkoitetaan maan tai rakenteen lujuusominaisuuksien perusteella laskettua kykyä kestää sille tulevia kuormia. Näitä ovat esimerkiksi perustuksen kanto-kestävyys tai pohjalaatan taivutuskestävyys.

Rakenteiden suunnittelussa materiaalin lujuus ja kestävyys eivät yleensä riipu millään tavalla kuormista. Geotekniikassa sen sijaan materiaalin lujuus riippuu usein kuormasta ja sen vuoksi esimerkiksi kitkamaassa maan kestävyys (R) liukupinnalla (liukumiskestävyys) riippuu liukupintaa rasittavien pystykuormien (F) suuruudesta [7].

Kestävyyden mitoitussarvo R_d voidaan esittää seuraavassa muodossa [4]

$$R_d = \frac{R(X_{d,i}; a_d)}{\gamma_{Rd}} \quad i \geq 1 \quad (2.4)$$

jossa

γ_{Rd} on epävarmuuden ja mittapoikkeamat sisältävä osavarmuusluku, mikäli niitä ei ole erikseen huomioitu

X_{di} on materiaaliominaisuuden mitoitussarvo

a_d on mittasuureen mitoitussarvo, joka sisältää epäedullisten mittojen poikkeamien vaikutukset rakenteen luotettavuuteen

Kaavan 2.4 sijaan voidaan yksinkertaistuksena käyttää kestävyysmitoitussarvona suoraan materiaalin ominaisarvosta osavarmuusluvun avulla saatavaa mitoitussarvoa [4]

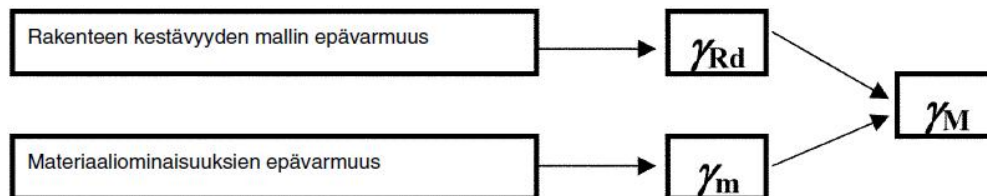
$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (2.5)$$

jossa

R_d on kestävyysmitoitussarvo

R_k on kestävyysominaisarvo

γ_M on materiaaliominaisuuden osavarmuusluku.



Kuva 2. Kestävyyden osavarmuuslukujen välinen yhteys [4].

2.4 Mitoitustapa

Mitoitusehtojen toteutuminen mitoituslaitteissa kuormien ja kuormien vaikutusten sekä kestävyysn suhteen osoitetaan käyttäen kansallisesti määritettävää mitoitusmetodia. Eurokoodissa SFS-EN 1997-1 on esitetty osavarmuuslukumetodissa kolme mitoitusmetodia rajatilalle STR ja GEO normaalisti vallitsevissa ja tilapäisissä mitoituslaitteissa. Ne eroavat toisistaan siinä, miten osavarmuuskerroimet jakautuvat kuormien, kuormien vaikutusten, materiaaliominaisuuksien ja kestävyysn kesken [8]. Rajatilassa EQU käytettävät osavarmuuskerroimet kuormille ja materiaaliominaisuuksille on sen sijaan määritetty yksiselitteisesti.

Suomessa käytetään antura- ja laattaperustusten, paaluperustusten, ankkureiden ja tukirakenteiden mitoituksessa mitoitusmetodia 2. Luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa käytetään mitoitusmetodia 3 [9].

Mitoitusmetodin ja kyseeseen tulevien osavarmuuslukujen valinta tehdään yhtenä kiinteänä kokonaisuutena, sillä osavarmuuslukujen arvot valitaan käytettävän mitoitusmetodin mukaisesti. Kuormille tai kuormien vaikutuksille (A), maaparametreille (M) ja maan kestävyysn (R) määrittyvät osavarmuuslukujen arvot ovat luvun 2.5 taulukoista saatavien arvojen mukaisia [7]. Seuraavassa on esitetty mitoitusmetodien mukaan määrittyvät osavarmuuslukujen yhdistelmät.

Mitoitusmetodi 1 (DA1)

Kansallisen liitteen mukaan mitoitusmetodia 1 ei käytetä Suomessa, joten mitoitusmetodin 1 mukaista yhdistelyä ei tässä esitetä.

Mitoitusmetodi 2 (DA2)

Mitoitusmetodilla 2 tulee osoittaa, että murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta ei esiinny seuraavalla osavarmuuslukujen yhdistelmällä

Yhdistelmä: $A1 + M1 + R2$

Mitoitustavalla 2 osavarmuusluvut kohdistetaan kuormiin tai kuormien vaikutuksiin ja maan kestävyys. Mitoitustavan 2 mukainen mitoitus voidaan tehdä kahdella eri tavalla ja ne erotetaan toisistaan merkinnöillä DA2 ja DA2*. Molempia tapoja ei tarvitse tarkastella, vaan toisen näistä tutkiminen riittää.

Mitoitustavalla DA2 osavarmuusluvut kohdistetaan kuormien ominaisarvoihin heti laskennan alussa ja koko laskenta tehdään mitoitusarvoilla. Mitoitustavalla DA2* puolestaan koko laskenta tehdään kuormien ominaisarvoilla ja osavarmuuslukuja käytetään vasta lopussa, kun murtorajatilaehdot tarkistetaan. Mitoitustavat eroavat siis siinä, missä vaiheessa osavarmuuskertoimia käytetään kuormiin. Mitoitustavalla DA2 osavarmuuskertoimet kohdistetaan suoraan kuormiin ja tavalla DA2* vasta kuormista aiheutuviin vaikutuksiin.

Mitoitustapa 3 (DA3)

Mitoitustavalla 3 tulee osoittaa, että murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta ei esiinny seuraavalla osavarmuuslukujen yhdistelmällä

Yhdistelmä: $A2 + M2 + R3$

Mitoitustavassa 3 osavarmuusluvut kohdistetaan joko kuormiin tai rakenteesta aiheutuvien kuormien vaikutuksiin ja maan lujuusparametreihin.

2.5 Osavarmuusluvut eri rajatiloissa

Murtorajatilojen osavarmuuslukuina normaalisti vallitsevissa ja tilapäisissä mitoituslanteissa käytetään tässä luvussa esitettyjä arvoja talonrakennuskohteissa ja niiden liikennealueilla. Poikkeuksellisen suuren riskin tapauksissa, epätavallisissa tai poikkeuksellisen vaikeissa pohja- tai kuormitusolosuhteissa käytetään kyseeseen tulevia, erikseen määritettäviä kuorman osavarmuuslukuja. Lisäksi kestävyys osavarmuuslukuja voidaan kyseeseen tulevan riittävän varmuuden saavuttamiseksi suurentaa mallikertoimella, jonka määrittämiselle ei kuitenkaan esitetä tarkkaa arvoa kansallisessa liitteessä [10].

Osavarmuuslukuja käytetään kuormiin tai niiden vaikutuksiin (A), maaparametreihin (M) ja kestävyys (R). Kansallisesti valitut ja käytettävät osavarmuusluvut murtorajatiloja tarkasteltaessa on esitetty alaluvuissa 2.5.1 - 2.5.3.

2.5.1 Staattisen tasapainorajatilan (EQU) osoittamiseksi

Staattisen tasapainorajatilan osoittamiseksi tulee kuormille käyttää taulukossa 1 esitettyjä kuormien osavarmuuslukuja (γ_F). EQU – rajatilassa edullisille, vakauttaville kuormille käytetään niiden ominaisarvoja pienempiä kertoimia $\gamma_{G,stb}$ ja $\gamma_{Q,stb}$. Muuttuvaa edullista kuormaa ei oteta laskennassa huomioon. Epäedullisille, kaataville kuormille käytetään niiden ominaisarvoja suurempia kertoimia $\gamma_{G,dst}$ ja $\gamma_{Q,dst}$, joita on korotettu luotetta-

vuusluokasta riippuvalla K_{FI} – kertoimella. K_{FI} – kertoimen määräytyminen rakenteen seuraamusluokan mukaan on esitetty luvussa 3.3.

Taulukko 1. Kuormien osavarmuusluvut (γ_F) EQU-rajatilassa [9]

Kuorma	Merkintä	Arvo
Pysyvä:		
Epäedullinen (kaatava)	$\gamma_{G,dst}$	1,1 K_{FI}
Edullinen (vakauttava)	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Muuttuva:		
Epäedullinen (kaatava)	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 K_{FI}
Edullinen (vakauttava)	$\gamma_{Q,stb}$	0

Staattisen tasapainorajatilän osoittamiseksi maaparametreille puolestaan käytetään taulukon 2 mukaisia osavarmuuslukuja niiden mitoitusarvojen laskennassa.

Taulukko 2. Maaparametrien osavarmuusluvut (γ_M) EQU-rajatilassa [9]

Maaparametri	Merkintä	Arvo
Leikkauskestävyyskulma ^a ("kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,5
Yksiaksiaalinen puristuslujuus	γ_{qu}	1,5
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0

^a Tällä osavarmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

2.5.2 Rakenteellisten (STR) ja geoteknisten (GEO) rajatilojen osoittamiseksi

Rakenteellisten ja geoteknisten rajatilojen osoittamiseksi tulee kuormille tai kuormien vaikutuksille käyttää taulukon 3 mukaisia osavarmuuslukusarjoja. STR ja GEO – rajatiloissa edullisille pysyville kuormille käytetään niiden ominaisarvoja pienempiä kertoimia $\gamma_{Gkj,inf}$. Muuttuvaa edullista kuormaa ei oteta huomioon. Epäedullisille kuormille käytetään niiden ominaisarvoja suurempia kertoimia $\gamma_{Gkj,sup}$ ja γ_Q , joita on korotettu seuraamusluokasta riippuvalla K_{FI} – kertoimella. Onnettomuustilanteessa käytetään osavarmuusluvun arvoa $\gamma_F = 1,0$ kaikille epäedullisille kuormille. Taulukossa 3 on käytetty kaavaviittauksissa standardissa SFS-EN 1990 esitettyä yhtälöiden merkintätapaa.

Taulukko 3. Kuormien (γ_F) tai kuormien vaikutusten (γ_E) osavarmuusluvut STR/GEO-rajatiloissa [9]

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		A1	A2
Pysyvä:			
Epäedullinen (EC0 6.10a) (EC0 6.10b) (EC0 6.10)	$\gamma_{Gkj,sup}$	1,35 K_{FI} 1,15 K_{FI}	1,0 K_{FI}
Edullinen (EC0 6.10a) (EC0 6.10b) (EC0 6.10)	$\gamma_{Gkj,inf}$	0,9 0,9	1,0
Muuttuva:			
Epäedullinen (EC0 6.10b) (EC0 6.10)	γ_Q	1,5 K_{FI}	1,3 K_{FI}
Edullinen		0	0

Kaikkien samasta syystä aiheutuvien pysyvien kuormien ominaisarvot kerrotaan osavarmuusluvulla $\gamma_{G,sup}$, jos kuorman kokonaisvaikutus on epäedullinen ja osavarmuusluvulla $\gamma_{G,inf}$, jos kuorman kokonaisvaikutus on edullinen [9]. Toisaalta standardin SFS-EN 1990 liitteen A1 mukaan, kun tarkasteltavan rajatilan tulokset ovat hyvin herkkiä pysyvän kuorman suuruuden vaihteluille rakenteen eri kohdissa, niin tämän kuorman epäedullista ja edullista osuutta tulee tarkastella erillisinä kuormina.

Rakenteellisten ja geoteknisten rajatilojen osoittamiseksi tulee käyttää maaparametreille seuraavia osavarmuuslukusarjoja M1 ja M2.

Taulukko 4. Maaparametrien osavarmuusluvut (γ_M) STR/GEO-rajatiloissa [9]

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,5
Yksiaksiaalinen puristuslujuus	γ_{qu}	1,0	1,5
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

2.5.3 Osavarmuusluvut kestävyydelle

Rakenteellisten (STR) ja geoteknisten (GEO) rajatilojen osoittamiseksi käytetään antura- ja laattaperustuksille taulukon 5 ja tukirakenteille taulukon 6 osavarmuuslukuja kes-

tävyydelle. Luiskille ja kokonaisvakavuutta tarkasteltaessa käytetään puolestaan taulukon 7 arvoja.

Taulukko 5. Antura- ja laattaperustusten kestävyiden osavarmuusluvut (γ_R) STR/GEO-rajatiloissa [9]

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukuminen	$\gamma_{R,h}$	1,1

Taulukko 6. Tukirakenteiden kestävyiden osavarmuusluvut (γ_R) STR/GEO-rajatiloissa [9]

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukuminen	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,5

Taulukko 7. Kestävyiden osavarmuusluvut (γ_R) luiskille ja kokonaisvakavuudelle [9]

Kestävyys	Merkintä	Sarja R3
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,00

Betonille ja betoniteräkselle käytetään murtorajatilassa taulukon 8 osavarmuuslukuja materiaalien mitoitusarvoja laskettaessa normaalisti vallitsevissa ja tilapäisissä mitoitus tilanteissa sekä onnettomuustilanteissa. Käyttörajatilassa käytetään materiaaleille osavarmuuslukua 1,0.

Rakenneluokkia ei varsinaisesti määritellä eurokoodissa, vaan Suomessa aiemmin käytössä olleita rakenneluokan 2 mukaisia osavarmuuslukuja pidetään vakioratkaisuna. Suomen kansallisessa liitteessä esitetään kuitenkin laadunvalvonnan tehokkuuden ja mittapoikkeamien pienentämisen vaikutus, jolloin saadaan rakenneluokkaa 1 vastaavat osavarmuuskertoimet, jotka on esitetty myös taulukon 8 yhteydessä.

Taulukko 8. Murtorajatilojen osavarmuusluvut betonille ja betoniteräkselle [5]

Kuormitustilanne	Betoni	Rauditus
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen Suomen rakenneluokka 2	1,5	1,15
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen Suomen rakenneluokka 1	1,35	1,1
Onnettomuus	1,2	1,0

3. KUORMITUSYHDISTELMÄT

3.1 Mitoitustilanne

Mitoitustilanteilla tarkoitetaan rakenteen suunnitellun käyttöiän aikana vastaantulevia tilanteita. Näitä ovat: normaalisti vallitseva mitoitus tilanne, tilapäinen mitoitus tilanne, onnettomuusmitoitustilanne ja maanjäristysmitoitustilanne. Suunnittelussa mitoitus tilanteet liittyvät yleisesti kuormiin ja kuormitusyhdistelmiin. Normaalisti vallitsevalle ja tilapäiselle mitoitus tilanteelle käytetään samoja osavarmuuslukuja. Onnettomuusmitoitustilanteessa käytetään yleensä osavarmuuslukua 1,0 [7]. Maanjäristysmitoitustilannetta ei käsitellä tässä tutkimuksessa. Taulukossa 9 on esitetty mitoitus tilanteeseen liittyvät esiintymistodennäköisyydet ja esiintymisen kesto suunnitellun käyttöiän aikana.

Taulukko 9. Mitoitus tilanteiden luokittelu [7]

Mitoitus tilanne	Ajallinen kesto	Todennäköisyys	Esimerkki
Normaalisti vallitseva	≈ Suunniteltu käyttöikä	Varma	Päivittäinen käyttö
Tilapäinen	< Suunniteltu käyttöikä	Korkea	Korjaukset ja huollot
Onnettomuus	Poikkeuksellinen	Matala	Törmäys

3.2 Kuormitusyhdistelmien määrittely

Kuormia tai kuormien vaikutuksia, jotka eivät voi esiintyä samanaikaisesti fysikaalisista tai toiminnallisista syistä, ei oteta kuormayhdistelmissä huomioon samanaikaisesti yhtälöissä, joista voimasuureet lasketaan [11]. Mitoitus tilanteessa huomioon otettava kuormitusyhdistelmä valitaan tarkoituksenmukaiseksi tarkasteltavien käyttökelpoisuusvaatimuksien ja toimivuuskriteerien kannalta [4].

Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitus tilanne

Murtorajatilassa

Rakenneosien kestävyys (STR) ja geoteknisen kantavuuden (GEO) rajatiloissa kuormitusyhdistelmänä käytetään epäedullisempaa mitoitus tavan DA2 mukaan määrittyvää osavarmuuslukujen avulla muodostettua kuormitusyhdistelmää seuraavista

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 0,9 P \quad (3.1)$$

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 0,9 P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

joissa

$G_{kj,sup}$ on epäedullisen pysyvän kuorman ominaisarvo

$G_{kj,inf}$ on edullisen pysyvän kuorman ominaisarvo

P on esijännitysvoiman kyseeseen tuleva edustava arvo

K_{FI} on seuraamusluokasta riippuva kerroin

$\psi_{0,i}$ on muiden samanaikaisten muuttuvien kuormien yhdistelykerroin

$Q_{k,1}$ on määräävän muuttuvan kuorman ominaisarvo

$Q_{k,i}$ on muiden samanaikaisten muuttuvien kuormien ominaisarvo

Esijännitysvoima P luetaan tavallisesti pysyväksi kuormaksi ja sen yhteydessä käytetään esijännitysvoiman osavarmuuslukuna kerrointa 0,9 taulukon 3 mukaisesti. Vastaavasti luiska- ja kokonaisstabiliteettitarkasteluissa saman taulukon mukaan esijännitysvoimalle käytetään osavarmuuslukua 1,0.

Luiska- ja kokonaisstabiliteettitarkasteluissa kuormitusyhdistelmänä käytetään mitoitus-tavan DA3 sarjan osavarmuuslukujen mukaan muodostettua kuormitusyhdistelmää

$$1,0 K_{FI} G_{kj,sup} + 1,0 G_{kj,inf} + 1,0 P + 1,3 K_{FI} Q_{k,1} + 1,3 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Staattisen tasapainon (**EQU**) tapauksessa kuormitusyhdistelmänä käytetään taulukon 1 osavarmuuslukujen avulla muodostettua kuormitusyhdistelmää

$$1,1 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 0,9 P + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

Käyttörajatilassa

Käyttörajatilassa tarkasteltavat kuormitusyhdistelmät valitaan tarkoituksenmukaisiksi tarkasteltavien käyttökelpoisuusvaatimuksien ja toimivuuskriteerien kannalta [4]. Käyttörajatilassa voidaan muodostaa kolme yhdistelmää muodonmuutoksien käyttäytymistavan mukaan.

Ominaisyhdistelmää käytetään tavallisesti palautumattomille muodonmuutoksille. Palautumattomalla muodonmuutoksella tarkoitetaan, että muodonmuutokset eivät palaudu kuormituksen poiston jälkeen. Ominaisyhdistelmä voidaan esittää seuraavassa muodossa

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.5)$$

jossa

$\psi_{0,i}$ on muuttuvan kuorman yhdistelykerroin ominaisyhdistelmällä

Tavallista kuormitusyhdistelmää käytetään palautuville muodonmuutoksille. Palautuvalla muodonmuutoksella tarkoitetaan, että muodonmuutokset palautuvat kuormituksen poiston jälkeen. Tavallinen yhdistelmä voidaan esittää muodossa

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

jossa

$\psi_{1,1}$ on muuttuvan kuorman tavallisen arvon yhdistelykerroin

$\psi_{2,i}$ on muuttuvan kuorman pitkäaikaisyhdistelmän yhdistelykerroin

Pitkäaikaisyhdistelmää käytetään pitkäaikaisvaikutuksille ja rakenteen ulkonäön kannalta mitoittavana kuormitusyhdistelmänä. Se muodostetaan seuraavalla kuormitusyhdistelmällä

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

Onnettomuusmitoitustilanne

Onnettomuustilanteessa kuormitusyhdistelmänä käytetään

$$G_{kj,sup} + G_{kj,inf} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ tai } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.8)$$

jossa

A_d on onnettomuuskuorman mitoitusarvo

Määrittävän muuttuvan kuorman yhteydessä käytetään yhdistelykertoimen $\psi_{1,1}$ sijasta kerrointa $\psi_{2,1}$, mikäli kuorma on jokin muu kuin lumi-, jää- tai tuulikuorma [12].

3.3 Seuraamusluokan määrittely

Kuormakerroin K_{FI} valitaan luotettavuus- ja seuraamusluokan perusteella taulukon 10 mukaan. Taulukossa 10 on esitetty seuraamusluokan määrittely rakenteen vaurion tai vian aiheuttamien seuraamusten perusteella [4].

Taulukko 10. Seuraamusluokan määrittely [4]

Seuraamusluokka	Kuvaus	Esimerkkikohteita
CC3	Suuret seuraamukset hengenmenetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Pääkatsomot; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat suuret (esim. konserttitalo)
CC2	Keskisuuret seuraamukset hengenmenetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Asuin- ja liikerakennukset; julkiset rakennukset, joissa vaurion seuraamukset ovat keskisuuret (esim. toimistorakennus)
CC1	Vähäiset seuraamukset hengenmenetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Maa- ja metsätalousrakennukset, joissa ei yleensä oleskele ihmisiä (esim. varastorakennukset), kasvihuoneet

Seuraamusluokkiin CC1, CC2 ja CC3 liittyy kolme luotettavuusluokkaa RC1, RC2 ja RC3. Luotettavuusluokan perusteena on vaurion otaksutut seuraukset ja rakennuskohteen riskialttius [4]. Luotettavuusluokan perusteella määritettävien kuormakerroimien K_{FI} arvot on esitetty taulukossa 11.

Taulukko 11. Kuormakerroimet luotettavuusluokan mukaan [4]

Kuormakerroin K_{FI}	Luotettavuusluokka		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1	1,1

Kerrointa K_{FI} käytetään normaalisti vallitsevissa ja tilapäisissä murtorajatilain kuormitusyhdistelmissä epäedullisten kuormien yhteydessä kaavojen 3.1 – 3.4 mukaisesti. K_{FI} kerrointa ei käytetä edullisten kuormien yhteydessä, käyttörajatilatarkasteluissa eikä onnettomuusmitoitustilanteessa.

4. KUORMAT

Kuormat (F) ovat tarkasteltavaan kohteeseen vaikuttavia ulkoisia tai sisäisiä voimia tai jännityksiä. Kuormat jaetaan vaikutusaikansa mukaan pysyviin (G) ja muuttuviin kuormiin (Q) sekä onnettomuuskuormiin (A). Lisäksi kuorma voi olla toimintatavaltaan tarkasteltavassa rajatilassa tai tilanteessa edullinen tai epäedullinen, toisaalta myös kaatava tai vakauttava [7].

4.1 Pysyvät kuormat

Pysyvillä kuormilla tarkoitetaan kuormia, jotka vaikuttavat todennäköisesti koko annetun tarkastelujakson ajan ja joiden suuruuden vaihtelu ajan myötä on merkityksetöntä tai jonka muutos tapahtuu aina samaan suuntaan, kunnes kuorma saavuttaa raja-arvonsa [4].

Kulmatukimuurin tapauksessa pysyviä kuormia aiheuttavat rakenteen omapaino, maatyttöjen paino, veden paino, pintarakenteiden ja pysyvien pintakuormien paino sekä mahdollinen esijännitysvoima. Maatyttöistä, vedestä ja maan pinnalla vaikuttavista kuormista aiheutuu tukimuurille pysty- ja vaakasuuntaisia kuormakomponentteja. Lisäksi huomioidaan mahdollisen maan jäätymisen ja routimisen aiheuttamat kuormitukset.

Pysyviä kuormia määritettäessä tulee ottaa huomioon, että kuormien arvot saattavat muuttua rakentamisen aikana lähtötietojen täydentyessä tai rakenteen käytön aikana kuoman poiston tai maan kaivun seurauksena [8].

4.2 Muuttuvat kuormat

Muuttuvilla kuormilla tarkoitetaan kuormia, joiden suuruuden vaihtelu ajan myötä ei ole merkityksetön eikä monotonista. Muuttuvia kuormia tarkasteltaessa tulee huomioida mahdollisuudet, että muuttuvat kuormat esiintyvät sekä yhdistettynä että erikseen [9].

Tukimuuria kuormittavia muuttuvia kuormia ovat maanpinnalle kohdistuvat hyötykuormat, joita saattaa aiheutua liikenteen, nostureiden ja koneiden seurauksena tai materiaalien väliaikaisesta varastoinnista johtuen.

4.3 Onnettomuuskuormat

Onnettomuuskuormat liittyvät mitoitustilanteisiin, jolloin rakenne altistuu poikkeukselliselle kuormalle, kuten tulipalossa, räjähdyksessä tai törmäyksessä [12]. Kulmatuki-

muurin kohdalla onnettomuuskuormana kyseeseen tulee lähinnä ajoneuvon törmäyksestä tukimuurille tulevat kuormat tai tukimuurin päällä mahdollisesti olevaan kaiteeseen ja siitä tukimuurille välittyvät törmäyskuormat.

4.4 Maanpaineiden määrittäminen

Maanpaineella tarkoitetaan maamassan oman tilavuuspainon tai ulkoisen kuormituksen synnyttämää painetta maassa, joka vaikuttaa tukimuriin maan ja rakenteen kosketuspinnassa maan kautta rakenteeseen kohdistuvana voimana. Maanpaineen suuruus, suunta ja jakautuminen riippuvat maan ja rakenteen välisistä liikkeistä ja muodonmuutoksista. Tukimuriin vaikuttavia ja maanpainetta aiheuttavia kuormia ovat edellä esitettyjen pysyvien, muuttuvien ja onnettomuuskuormien lisäksi maan tiivistystyöstä johtuva maanpaineen lisäys [3].

Mikäli rakenne ei liiku suhteessa tuettavaan maahan, lasketaan tukiseinälle muodostuva maanpaine lepopaineena. Jäykkien rakenteiden, kuten kulmatukimuurien kohdalla, maanpaine lasketaan pääsääntöisesti lepopaineena. Tukiseinän ollessa riittävän joustava voi maanpaine olla lepopainetta pienempi, jolloin maanpaine lasketaan aktiivipaineena. Aktiivipaineen muodostuminen vaatii tapahtuakseen seinän liikettä kaivantoon päin, jolloin maa vastustaa seinän mukana tapahtuvaa liikettä ja vähentää leikkauskestävyydellään tukimuurille tulevaa kuormitusta. Päinvastaisessa tapauksessa seinä liikkuu kaivannosta penkereeseen päin, jolloin maan lujuusominaisuudet vastustavat seinän liikettä maata kohden ja maanpaine lasketaan passiivipaineena [2].

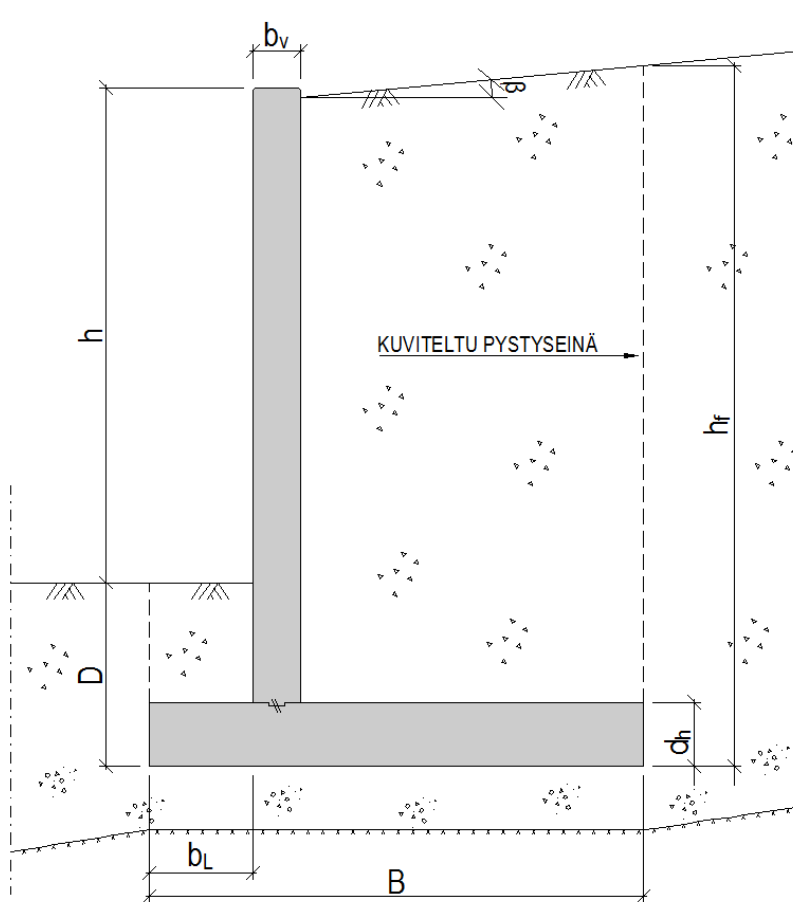
Tässä tutkimuksessa seinän oletetaan olevan jäykkä ja liikkumaton suhteessa tuettavaan maahan. Maanpaineiden muodostuminen lasketaan siten lepopaineena.

4.4.1 Lepopaineen laskenta

Liikkumattoman tukirakenteen maanpaineiden laskennassa käytettävä lepopaine määritetään suunnitelmien lähtötietojen mukaisen tausta- tai ympäristäytön leikkauskestävyyskulman ja tilavuuspainon ominaisarvojen avulla. Lepopaineen suunnan oletetaan aina vaikuttavan vaakasuoraan tukimuurin seinää vasten maanpinnan tasosta tai maan nousukulmasta riippumatta.

Geoteknisessä mitoituksessa maanpaineen ajatellaan kohdistuvan tukimuurin pohjalaatan takana olevaan kuviteltuun virtuaaliseen pystyseiniin, jonka korkeus on alla olevan kuvan 3 mukaisilla merkinnöillä [9]

$$h_f = h + D - d_h + (B - b_L - b_v) \tan(\beta) \quad (4.1)$$



Kuva 3. Virtuaalisen seinän laskennassa käytettävät mittasuureet [9].

Pystysuuntaisen kuormituksen vaakasuora vaikutus tukimuurin seinälle otetaan huomioon lepolainekertoimen avulla. Lepopainekertoimen suuruus riippuu maan sisäisestä leikkauskestävyyskulmasta ja maanpinnan kaltevuudesta. Leikkauskestävyyskulmalle on esitetty maalajikohtaisia arvioita liitteessä 4. Käytännön suunnittelukohteessa rakennesuunnittelija saa yleensä lähtötietona geotekniseltä suunnittelijalta maaperän geotekniset ominaisarvot. Lähtötietojen puuttuessa voidaan alustavana arviona käyttää suunnittelun etenemiseksi edellä mainitun liitteen mukaisia arvoja.

Vaakasuuntaiselle maanpinnalle lepopainekerroin K_0 lasketaan kaavalla

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \quad (4.2)$$

jossa

ϕ' on maan tehokas leikkauskestävyyskulma

Jos maapohja viettää seinästä ylöspäin kulmassa $\beta \leq \phi'$ vaakatason suhteen, huomioidaan tästä aiheutuva lepopaineen suureneminen ja lepopainekerroin $K_{0;\beta}$ lasketaan kaavasta

$$K_{0;\beta} = (1 - \sin \phi')(1 + \sin \beta) \quad (4.3)$$

jossa

β on maanpinnan kaltevuus vaakatasosta ylöspäin

Lepopaineen tukimuuria kuormittavan vaakasuuntaisen resultantin ominaisarvo kulmatukimuurin takana olevasta **täyttömaasta** voidaan laskea lepopaine kertoimen avulla kaavalla [9]

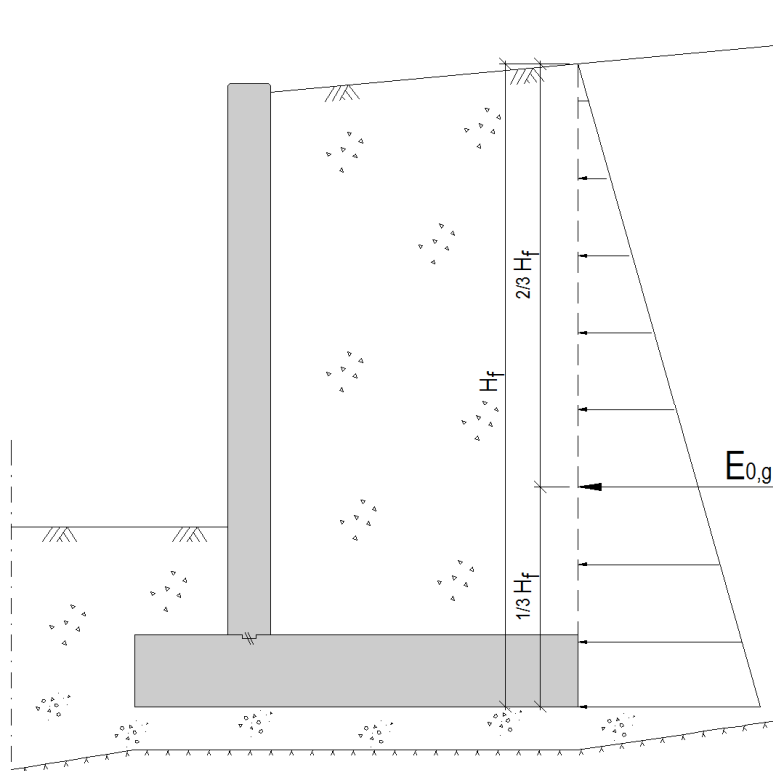
$$E_{0,g} = K_{o,i} \gamma'_k h_f^2 \frac{1}{2} \quad (4.4)$$

jossa

h_f on kuvitellun virtuaalisen seinän korkeus

γ'_k on täyttömaan tehokas tilavuuspaino

$K_{o,i}$ on lepopaine kerroin vaakasuoralle tai kaltevalle maanpinnalle



Kuva 4. Lepopaineen muodostuminen maatäytöstä [9].

Täyttömaan aiheuttaman maanpaineen intensiteettikuvio on muodoltaan kolmio-
mainen ja sen resultantin vaikutuspiste on virtuaalisen seinän korkeuden kolmannes-
teissä. Kuvassa 4 on esitetty intensiteettikuvio täyttömaasta ja resultantin sijainti.

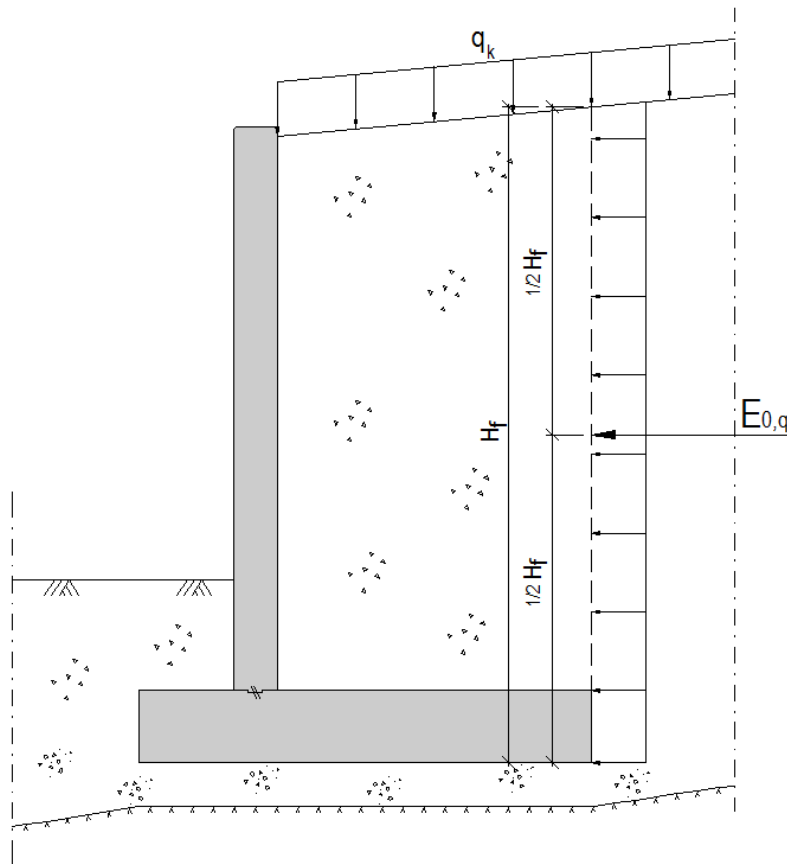
Lepopaineen tukimuuria kuormittavan vaakasuuntaisen resultantin ominaisarvo tasai-
sesta **pintakuormasta** voidaan laskea lepopaine kertoimen avulla kaavalla [9]

$$E_{0,q} = K_{o,i} q_k h_f \quad (4.5)$$

jossa

q_k on tasaisen pintakuorman ominaisarvo [kN/m^2]

Tasaisen pintakuorman aiheuttama maanpaineen intensiteettikuvio on muodoltaan suorakaide ja sen resultantin vaikutuspiste on virtuaalisen seinän korkeuden puolivälissä. Kuvassa 5 on esitetty intensiteettikuvio pintakuormasta ja resultantin sijainti suhteessa virtuaalisen seinän korkeuteen h_f .



Kuva 5. Lepopaineen muodostuminen tasaisesta pintakuormasta [9].

4.4.2 Pistekuorman aiheuttama maanpaine

Viivakuorman tai keskitetyn kuorman vaikutus tukiseinälle muodostuvaan maanpaineeseen voidaan laskea kimmoteoriaan perustuvalla likimääräismenettelyllä, jota on käytetty monissa suomalaisissa pohjarakennusohjeissa ja edelleen eurokoodin voimassaolokana julkaistuissa suunnitteluohjeissa. Tukimuurin läheisyydessä vaikuttavan keskitetyn kuorman tukimuriin kohdistama maanpaine lasketaan siirtymätöntä rakennetta vastaan kaavalla [13]

$$\Delta P = Q \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (4.6)$$

jossa

Q on keskitetyn pistekuorman arvo [kN]

φ' on maan leikkauskestävyyskulma

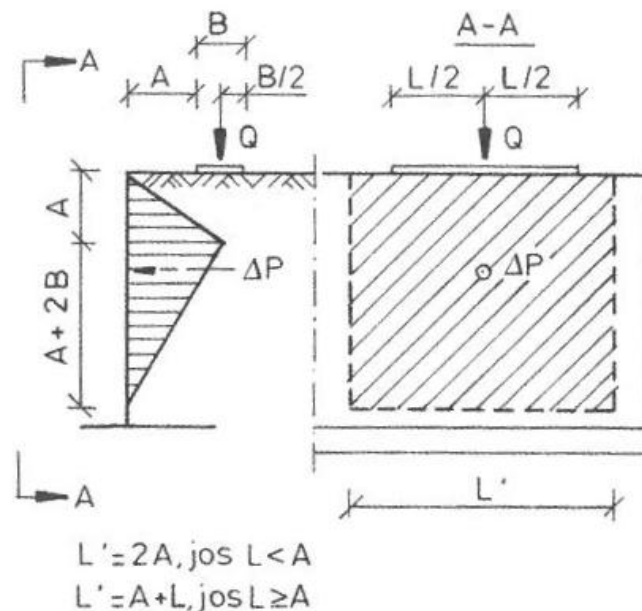
Viivakuorman tapauksessa maanpaine lasketaan vastaavasti siirtymätöntä rakennetta vastaan kaavalla

$$\Delta P = q \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (4.7)$$

jossa

q on viivakuorman arvo [kN/m]

Kaavalla 4.6 laskettu maanpaineen lisäys ΔP maanpinnalle vaikuttavasta kuormasta Q jakautuu kuvassa 4 esitetylle pinta-alalle. Viivakuorman q aiheuttaman maanpaineen tapauksessa kuvassa 4 esiintyvä mitta $B=0$. [13]



Kuva 6. Viivakuorman tai keskitetyn kuorman aiheuttaman maanpaineen jakautuminen siirtymättömälle tukiseinälle. [13]

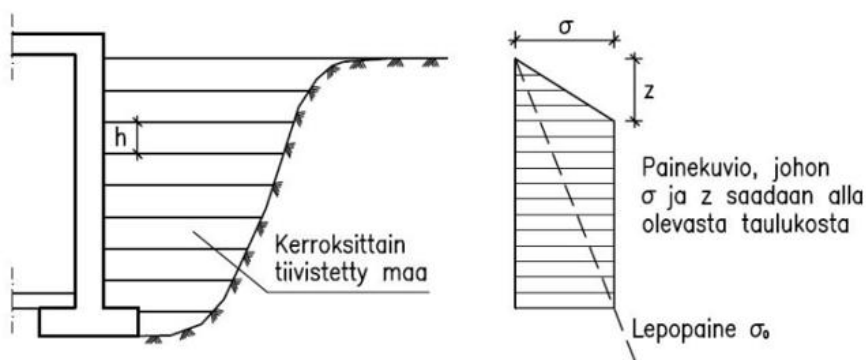
Kuvasta 6 ja kaavoista 4.6 ja 4.7 voidaan havaita, että maanpaineen lisäyksen suuruuden arvo ΔP tukiseinälle riippuu ainoastaan maanpinnalle vaikuttavasta kuormasta ja maan leikkauskestävyyskulmasta. Kuorman etäisyyttä seinästä ei huomioida tukiseinälle tulevan kuorman lisäyksen suuruudessa, vaan etäisyys vaikuttaa ainoastaan maanpaineen resultantin sijaintiin tukiseinässä ja siitä aiheutuviin kuorman vaikutuksiin. Käytännön tilanteissa yleensä mitoittavin tilanne tukimuurin seinälle saadaan, kun kuorman oletetaan sijaitsevan aivan seinän vieressä, jolloin momenttivarsi ja kuorman vaikutukset mitoittavan poikkileikkauksen suhteen ovat suurimmillaan.

4.4.3 Tiivistäminen

Seinän takana vaikuttavien maanpainneiden määrittämisessä tulee ottaa huomioon taustatäytön tiivistämistyön aiheuttama lisäpaine ja käytetty tiivistysmenetelmä. Pystysuuntainen tiivistys seinän takana tiivistää maata niin, että vaakasuuntainen painekin nousee. Kuvassa 7 on esitetty liikkumattoman tukiseinän viereiseen maahan tiivistystyön jälkeen jäävä painekuvio.

Kuvassa olevasta painekuviosta voidaan havaita, että tiivistyksen aiheuttama maanpaine on merkittävää vain hieman maanpinnan alapuolella, mutta syvemmälle mentäessä maalajin tilavuuspainosta johtuva lepopaineen vaikutus ylittää tiivistystyön aiheuttaman maanpaineen.

Tiivistystyön yhteydessä määritellään tarkoituksenmukaiset tiivistysmenetelmät, jotta voidaan välttyä tarpeettomilta lisämaapaineilta tukirakenteelle. Alla olevassa kuvassa 5 on esitetty tiivistysmenetelmän ja kerralla tiivistettävän kerroksen paksuuden mukaan määräytyvä arvio maanpaineen lisäyksestä. [9]



Tiivistyskone	Tiivistys- kertojen määrä	Kerros- paksuus h [m]	z [m]	σ [kPa]
Täryjyvä, 3000kg	6	0,40	0,5	19
Täryjyvä, 400kg	4	0,35	0,5	16
Täryjyvä, 100kg	4	0,20	0,5	12

Kuva 7. Taustatäytön tiivistystyön aiheuttama maanpaine [9]

5. KULMATUKIMUURIN GEOTEKNINEN MITOITUS

Kulmatukimuurin geoteknisessä mitoituksessa tulee tarkastaa mitoitussehtojen toteutuminen perustuksen kantokestävyyden, pohjaa pitkin tapahtuvan liukumiskestävyyden ja tukimuurin kaatumisen suhteen. Tukimuurin geoteknistä kestävyyttä voidaan parantaa tarkasteltavan tilanteen mukaan kallioankkuroinnilla. Kallioankkurointia käytetään tukimuurin dimensioiden pienentämiseksi voimasuureiden, tilanpuutteen tai rakenteen järkevien mittojen takia.

Kulmatukimuurille tuleva kuorma voi olla tarkasteltavasta rajatilasta riippuen joko edullinen tai epäedullinen. Rakenteen omapaino on epäedullinen kantokestävyyden suhteen, mutta edullinen liukumiskestävyyttä tarkasteltaessa. Maanpinnalla vaikuttava pintakuorma toimii liukumisen suhteen samalla tavalla, se on epäedullista pohjalaatan reunan takana sijaitessaan vaakasuorasta maanpaineesta johtuen, mutta pohjalaatan päällä ollessaan edullista tukevan pystykuorman seurauksena.

Tukimuurin molemmiin puolin vaikuttavista maanpaineista aiheutuu liukumisen ja kaatumisen suhteen sekä epäedullisia että edullisia kuormia. Jos tästä epäloogisuudesta halutaan päästään eroon kuormitusyhdistelmien määrittelyssä, voidaan epäedullisia ja edullisia pysyviä kuormia käsitellä yhdestä lähteestä tulevana ja käyttää tällöin yhtä osavarmuuslukua tukimuurin molemmilla puolilla oleville kuormille tai kuormien vaikutuksille [8].

Toisaalta standardin SFS-EN 1990 mukaan, kun tarkasteltavan rajatilan tulokset ovat hyvin herkkiä pysyvän kuorman suuruuden vaihteluille rakenteen eri kohdissa, niin kuormien epäedullista ja edullista osuutta tulee tarkastella erillisinä kuormina ja käyttää niille edullisen ja epäedullisen kuorman osavarmuuskertoimia. Edellä olevasta johtuen kuormien yhdistämisessä on tässä tutkimuksessa käytetty edullisen kuorman osavarmuuskertoimia kulmatukimuurin edessä vaikuttaville pysyville kuormille ja epäedullisen kuorman osavarmuuskertoimia tukimuurin takana oleville pysyville kuormille.

5.1 Kantokestävyys

Seuraavan epäyhtälön tulee toteutua kaikissa murtorajatiloissa kantokestävyyttä tarkastettaessa [8]

$$V_d \leq R_d \quad (5.1)$$

jossa

V_d on pystysuuntaisten kuormien mitoitusarvo
 R_d on perustuksen kantokestävyyden mitoitusarvo

Pystysuuntaisten kuormien mitoitusarvossa V_d huomioidaan rakenteen omapaino, täyttömateriaalien painot ja kaikki pintakuormat. Vedenpaineet sisällytetään kuormiin, mikäli ne eivät aiheudu perustuskuormasta [9].

Rakennesuunnittelijan kannalta perustusrakenteiden suunnittelussa vaadittava kantokestävyys saadaan usein geotekniseltä suunnittelijalta suoraan saatavana arvona $[R/A']$, jolle perustusrakenteet suunnitellaan. Rakennesuunnittelijan tulee olla varma, antaako geotekninen suunnittelija perustusten kantokestävyyden ominaisarvona vai mitoitusarvona, jotta laskenta tehdään oikeiden lähtötietojen perusteella, varmuustaso on suunnitteluvaatimusten mukainen ja vältetään yli- tai alimitoitukselta.

Kantokestävyyden mitoitusarvo R_d tehokkaan pinta-alan suhteen voidaan laskea seuraavalla kaavalla [8]

$$\frac{R_d}{A'} = \frac{R}{\gamma_{R,v} A'} \quad (5.2)$$

jossa

R/A' on geotekniseltä suunnittelijalta saatu kantokestävyyden ominaisarvo tai perustamisolosuhteiden mukaan laskettu kantokestävyyden ominaisarvo tehokkaalle pinta-alalle

$\gamma_{R,v}$ on kantokestävyyden osavarmuusluku

Perustuksen kantokestävyyttä laskettaessa käytetään maaparametrien ominaisarvoja ja näin saatu kantokestävyyden ominaisarvo jaetaan osavarmuusluvulla $\gamma_{R,v}$ [7]. Perustusten kantokestävyyttä verrataan samoin perustein laskettuun pystykuormien mitoitusarvoon.

Mikäli perustuksen kantokestävyys halutaan määrittää laskennallisesti, suositellaan Suomessa käytettäväksi analyttistä laskentamenetelmää. Muita vaihtoehtoja ovat puolikokeellinen menetelmä ja ohjeellinen menetelmä käyttäen otaksuttua kantokestävyyttä [9]. Seuraavassa on esitetty kantokestävyyden määrittäminen analyttistä laskentamenetelmää käyttäen avoimen ja suljetun tilan olosuhteissa kantokestävyyden laskentaan vaikuttavien tekijöiden havainnollistamisen vuoksi. Avoimen tilan olosuhteita käytetään kitkamaassa ja suljetun tilan olosuhteita koheesiomaassa.

5.1.1 Kantokestävyyden määrittäminen

Maanvaraisen perustuksen kantokestävyyden ominaisarvo voidaan laskea **avoimen tilan** olosuhteissa kaavalla [8]

$$\frac{R}{A'} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (5.3)$$

jossa yksiköttömät kertoimet suorakaiteen muotoisen perustuksen

$$\text{kantokestävyydelle:} \quad N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45 + \frac{\varphi'}{2}) \quad (5.4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi' \quad (5.5)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi' \quad (5.6)$$

$$\text{pohjan kaltevuudelle:} \quad b_c = b_q - \frac{(1-b_q)}{N_c \tan \varphi'} \quad (5.7)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2 \quad (5.8)$$

$$\text{perustuksen muodolle:} \quad s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right) \sin \varphi' \quad (5.9)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \left(\frac{B'}{L'}\right) \quad (5.10)$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1) \quad (5.11)$$

$$\text{kuorman kaltevuudelle:} \quad i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi') \quad (5.12)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_d}{V_d + A' c' \cot \varphi'}\right]^m \quad (5.13)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_d}{V_d + A' c' \cot \varphi'}\right]^{m+1} \quad (5.14)$$

$$\text{missä } m = \left[2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right] / \left[1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\right] \quad (5.15)$$

joissa

q on pohjalaatan yläpuolisten kerrosten paino

φ' on maan tehokas kitkakulma

α on perustuksen pohjan kaltevuus

B' on pohjalaatan tehokas leveys

L' on pohjalaatan tehokas pituus

H_d on vaakakuorman mitoitusarvo

V_d on pystykuorman mitoitusarvo

c' on tehokas koheesio

Yleisimmin käytössä olevassa tilanteessa eli kitkamaalla ja perustuksen pohjan ollessa vaakasuorassa kaava 5.3 voidaan supistaa yksinkertaisempaan muotoon

$$\frac{R}{A'} = q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (5.16)$$

Kantokestävyyden ominaisarvo **suljetun tilan** olosuhteissa voidaan vastaavasti laskea kaavalla [8]

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) c_u b_c s_c i_c + q \quad (5.17)$$

jossa yksiköttömät kertoimet suorakaiteen muotoisen perustuksen

$$\text{pohjan kaltevuudelle:} \quad b_c = 1 - \frac{2\alpha}{(\pi+2)} \quad (5.18)$$

$$\text{perustuksen muodolle:} \quad s_c = 1 + 0,2 \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad (5.19)$$

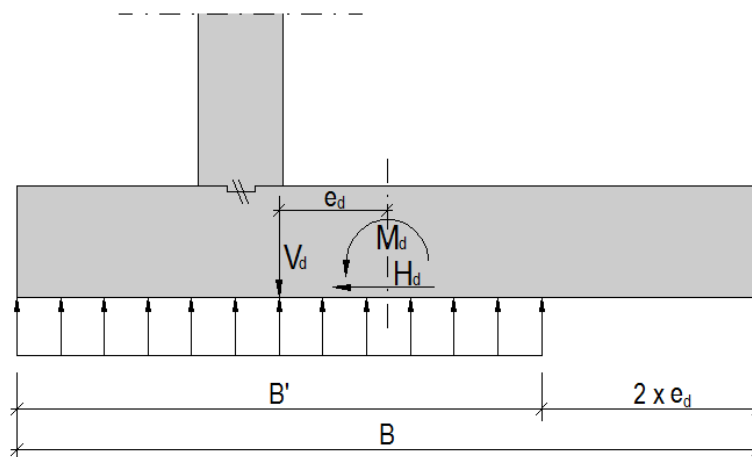
$$\text{kuorman kaltevuudelle:} \quad i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{A'c_u}} \right) \quad (5.20)$$

, jolloin $H_d \leq A'c_u$

jossa

c_u on suljettu leikkauslujuus

Kantokestävyyden ominaisarvon määrittäminen on edellä olevista laskentakaavoista päätellen haastava ja iterointia vaativa suunnittelutehtävä, sillä perustuksen kantokestävyys riippuu maaperän ominaisuuksien ja perustussyvyyden lisäksi myös perustuksen tehollisesta leveydestä B' ja sitä kautta myös kuormien arvoista. Perustuksen kantokestävyyden riippuvuus kuormista ja perustuksen muodosta tarkoittaa, ettei perustuksen kantokestävyydelle voida määrittää vakiosuuruuksia, pelkästään maapohjan ominaisuuksista riippuvaa kiinteää arvoa.



Kuva 8. Perustuksen pohjassa vaikuttavat voimasuureet ja tehokas leveys B' .

Kuvassa 8 olevat kantokestävyyden laskentaan vaikuttavat voima- ja mittasuureet määritetään kuormitusyhdistelmäkohtaisesti sekä edullisella että epäedullisella pystykuormalla, kun vaakakuormalla on samanaikaisesti maksimiarvo. Luvussa 5.1.3 on esitetty tarkemmin kuorman epäkeskisyyden e ja perustuksen tehokkaan leveyden B' määrittäminen pysty- ja vaakakuormien riippuvuuden suhteen mitoitusvoimilla DA2 ja DA2*.

5.1.2 Kantokestävyys perustamistavan mukaan

Kallionvarainen perustaminen

Kallion varaan perustettaessa pohjapaineen jännitys jakauman oletetaan olevan lineaarinen. Kallion ja perustuksen välille ei katsota muodostuvan vetojännityksiä. Yleensä kallionvaraan perustettaessa tarkastellaan perustuksen reunalla vaikuttavaa nurkkajännitystä [7]. Nurkkajännityksen on oltava pienempi kuin kallion kantokestävyuden mitoitusarvo.

Nurkkajännitysten maksimi- ja minimiarvot perustuksen reunoilla voidaan laskea edellisessä luvussa esitettyjä merkintöjä käyttäen kaavalla

$$\sigma = \frac{V_d}{BL} + / - \frac{6 M_d}{B^2 L}, \quad \text{kun} \quad e \leq \frac{B}{6} \quad (5.21)$$

Mikäli kuormitusresultantin epäkeskisyys on kaavassa 5.21 määriteltyä suurempi, lasketaan nurkkajännityksen maksimiarvo kaavalla

$$\sigma = \frac{2 V_d}{\left(\frac{B}{2} - \frac{M_d}{V_d}\right)^3 L}, \quad \text{kun} \quad e > \frac{B}{6} \quad (5.22)$$

Kantokestävyys määritetään kalliotutkimuksen perusteella, jos kallion kantokestävyuden ominaisarvolle on tarpeen käyttää suurempaa arvoa kuin 8 MPa. Kallion päällä olevan murskekerroksen varaan perustettaessa saa kantokestävyuden ominaisarvo olla enintään 1,5 MPa. Murskekerroksen paksuus voi tällöin olla enintään 0,5 m [7].

Kallionvaraiset antura- ja laattaperustukset voidaan tavallisesti suunnitella käyttäen otaksuttujen pohjapaineiden menetelmää. Lujan ja ehjän kallion päälle rakennetun perustuksen kantokykyä rajoittaa betoniperustuksen puristuslujuus [8].

Maanvarainen perustaminen

Maan varaan perustettaessa pohjapaineen jännitys jakauma oletetaan tasan jakautuneeksi perustuksen tehokkaan leveyden alueelle. Tehokkaan leveyden laskenta suoritetaan seuraavassa alaluvun 5.1.3 esitettyjen periaatteiden mukaisesti.

Maanvaraiseksi perustus katsotaan, kun kallion päällä olevan murskekerroksen paksuus on $> 0,5$ m [7]. Maanvaraisen perustuksen kantokestävyys lasketaan edellä esitettyjen avoimen ja suljetun tilan olosuhteiden mukaan kaavoilla 5.3 ja 5.17.

5.1.3 Pohjalaatan tehokas leveys

Kuormituksen pystysuoran kokonaisresultantin epäkeskisyys pohjalaatan keskipisteen suhteen lasketaan valitusta mitoistavasta ja kuormitusyhdistelmästä riippuen mitoittavan momentin ja pystykuorman suhteena

$$e_d = \frac{\sum M_d}{\sum V_d} \quad (5.23)$$

jossa

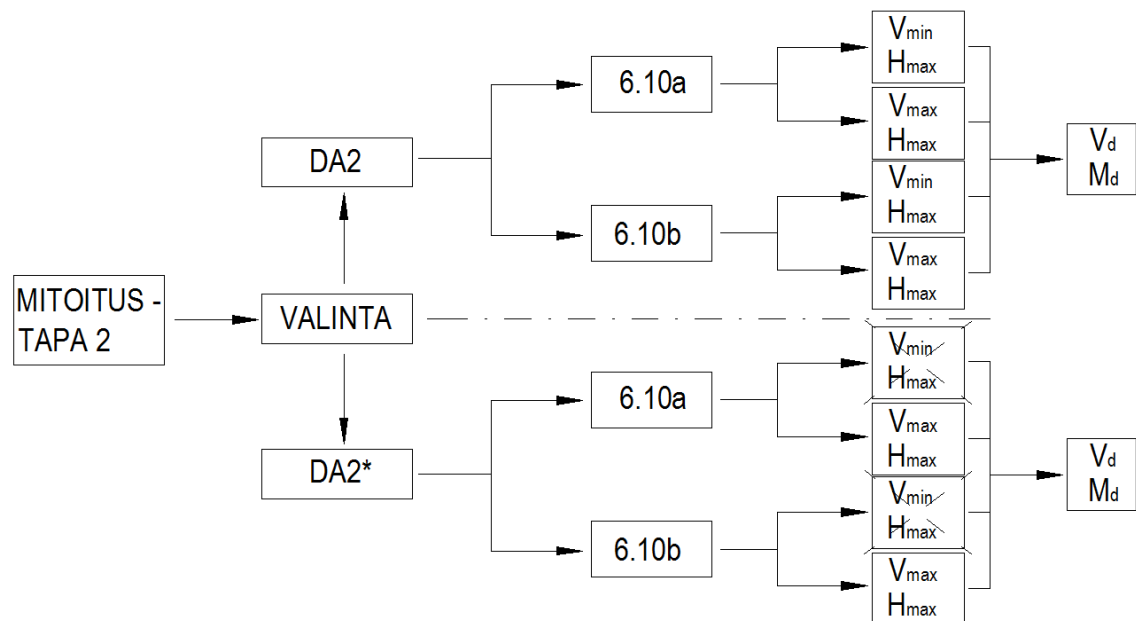
e_d on resultantin epäkeskisyys

$\sum M_d$ on laskettu mitoitusavalla DA2 tai DA2*

$\sum V_d$ on laskettu samoin perustein kuin $\sum M_d$

Mitoitusavalla DA2 käytetään osavarmuuslukuja heti laskennan alussa ominaiskuormiin, joiden perusteella lasketaan epäkeskisyys pohjalaatan keskipisteen suhteen ja perustuksen tehokas leveys. Mitoitusavalla DA2* osavarmuuslukuja sovelletaan vasta kuormien aiheuttamiin vaikutuksiin, eli tässä tapauksessa ne otetaan huomioon vasta, kun kuormitusresultantin epäkeskisyys ja pohjalaatan tehokas leveys on määritetty.

Pohjalaatan mitoittavan epäkeskisyyden laskennassa käytettävät momentin ja pystykuorman mitoitusuureet M_d ja V_d määritetään mitoitusavasta ja kuormitusyhdistelmästä riippuen kuvan 9 mukaan. Suunnittelija valitsee vaihtoehdoista DA2 ja DA2* käytettävän laskentamenetelmän, jonka mukaan laskenta suoritetaan. Molempia mitoitusmenetelmiä ei tarvitse tutkia.



Kuva 9. Mitoitusmenettelyn kulku epäkeskisyyttä ja tehollista leveyttä laskettaessa.

Pohjalaatan pienin mahdollinen tehokas leveys saadaan valitulla mitoitusavalla laskemalla epäkeskisyys yhdistelemällä pysty- ja vaakakuorman arvoja kuormitusyhdistelmissä 6.10a (kaava 3.1) ja 6.10b (kaava 3.2) seuraavasti:

- pystykuorman maksimiarvo + vaakakuorman maksimiarvo, eli V_{\max}, H_{\max}
- pystykuorman minimiarvo + vaakakuorman maksimiarvo, eli V_{\min}, H_{\max}

Mitoitustavalla DA2* ei ole tarvetta erikseen tarkastella kuormien epäedullisuutta tai edullisuutta kantokestävyyden suhteen, vaan laskenta tehdään käyttäen V_{\max} , H_{\max} – tilannetta molemmissa kuormitusyhdistelmissä.

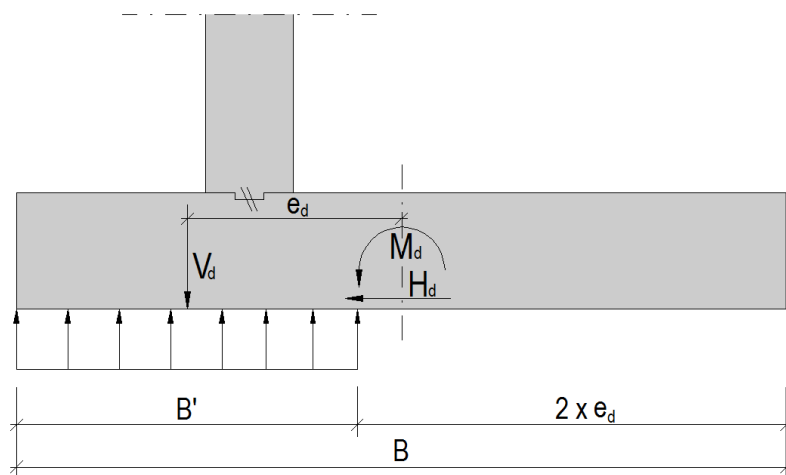
Pohjalaatan tehokas leveys voidaan pohjalaatan leveyden ja pystykuorman resultantin epäkeskisyyden perusteella laskea kaavalla

$$B' = B - 2 e_d \quad (5.24)$$

jossa

B' on pohjalaatan tehokas leveys

B on pohjalaatan kokonaisleveys



Kuva 10. Pohjalaatan tehokas leveys.

Mitoitustapaa DA2* käytettäessä epäedullisimmalla pysyvien ja muuttuvien ominaiskuormien yhdistelmällä ei sallita suurempia epäkeskisyyksiä kuin 1/3 perustuksen leveydestä.

$$e_d \leq \frac{1}{3} B \quad (5.25)$$

Mitoitustavalla DA2* sovelletaan osavarmuuslukuja vasta laskelman lopussa, joten varmuus perustuksen alapinnassa kohdistuu kuorman vaikutukseen. Voimakkaasti epäkeskisillä kuormilla saattavat suhteellisen pienetkin muutokset kuormissa tai mitasuureissa johtaa suuriin eroihin perustuksen kantokestävyydessä [8].

5.2 Liukumiskestävyys

Tukimuurin liukumiskestävyys tulee tarkistaa perustuksen pohjaa pitkin tapahtuvaa liukumurtumaa vastaan. Seuraavan epäyhtälön tulee olla voimassa [10]

$$H_d \leq R_d + R_{pd} \quad (5.26)$$

jossa

H_d on kaikkien vaakasuorien kuormien resultantin mitoitusarvo

R_d on liukumiskestävyuden mitoitusarvo

R_{pd} on perustuksen sivuun kohdistuva, liukumista vastustavan voiman mitoitusarvo

Liukumista estävät kuormat tulee ottaa huomioon vain, jos niiden pysyvyydestä koko rakenteen suunnitellun käyttöajan ajan voidaan olla varmoja [7]. Perustuksen sivuun maanpaineesta aiheutuva vastustava voima R_{pd} jätetään usein huomiotta, sillä perustuksen edessä olevan maan edullinen vaikutus voi poistua eroosion tai ihmisen toiminnan seurauksena [9]. Lisäksi perustuksen pohjan liukumiskestävyys pystykuormasta R_d mobilisoituu yleensä selvästi pienemmällä sivusiirtymätasolla kuin perustuksen sivuun maanpaineesta aiheutuva vastustava voima $R_{p;d}$ [9]. Avoimissa olosuhteissa liukumiskestävyuden mitoitusarvo R_d lasketaan kohdistamalla osavarmuusluvut maapohjan kestävyYTEEN [7]

$$R_d = \frac{V'_d \tan(\delta_k)}{\gamma_{R,h}} = \frac{\gamma_{Gkj,inf} G_k \tan(\delta_k)}{\gamma_{R,h}} \quad (5.27)$$

jossa

$\gamma_{R,h}$ on liukumiskestävyuden osavarmuusluku

G_k on pystysuoraan vaikuttavien pysyvien kuormien resultantin ominaisarvo

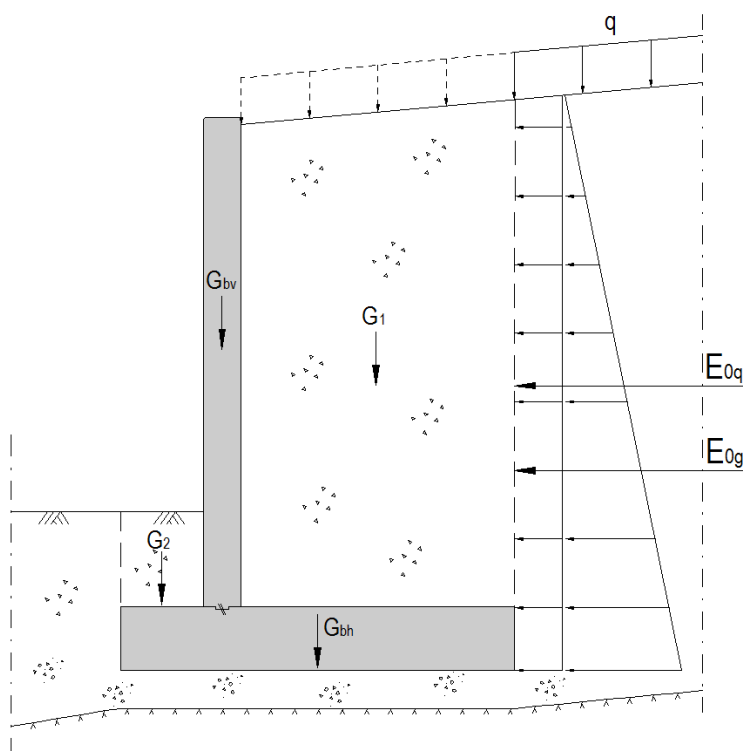
$\gamma_{Gkj,inf}$ on edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku

δ_k on leikkauskestävyysskulman ominaisarvo maan ja perustuksen välillä

= φ' , jos pohjalaatta on valettu maanvara

= $2/3 \varphi'$, sileälle elementtiperustukselle

Määritettäessä liukumista vastustavaa arvoa V'_d , tulee ottaa huomioon, ovatko vaakakuorman H_d ja pystykuorman mitoitusarvot V'_d riippumattomia vai toisistaan riippuvia [10]. Tukimuurin liukumiskestävyys riippuu kitkasta pohjalaatan ja sen alapuolella olevan maakerroksen rajapinnassa. Rajapinnassa olevan kitkavoiman suuruuteen vaikuttaa rajapintojen välinen kitkakerroin $\tan(\delta_k)$, jonka suuruus lasketaan kaavan 5.27 mukaisesti riippuen siitä, onko pohjalaatta paikallavalettu vai elementtiperustus.



Kuva 11. Liukumistarkastelussa vaikuttavat voimasuureet.

Liukumistarkasteluissa määrääviä ovat yleensä vain kuormitustapaukset, joissa pystykuormalla on pienin arvo ja vaakakuormilla suurin vastaava arvo [7]. Kuormat määritetään samalla tavalla kuin kantokestävyyden yhteydessä luvussa 5.1.3 ja kuvassa 9 esitettiin. Liukumiskestävyyden kannalta mitoitettavin tilanne syntyy, kun tukimuurin pohjalaatan takareunan kohdalla sijaitsevaan virtuaaliseen seinään aiheutuu vaakasuora maanpaine virtuaalisen seinän takana olevista pintakuormista, eikä pohjalaatan päällä ole samanaikaisesti pystysuuntaista liukumista estävää kuormitusta.

Liukumistarkastelulla on yleensä mitoitettavaa merkitystä varsinkin kallion varaan perustettaessa, sillä kallion kantokestävyyden kannalta perustuksen dimensioiden voimat voivat olla melko pieniä, jolloin tukimuurin oman painon ja pohjalaatan päällä olevan maan painon tukeva vaikutus jäävät suhteellisen vähäisiksi.

5.3 Kaatuminen

Kulmatukimuurin kaatumistarkastelu tehdään EQU – rajatilassa tarkastelemalla rakenteen, kuormien ja maakerrosten muodostaman kokonaisuuden staattista tasapainoa. Kaatumistarkastelussa seuraavan epäyhtälön tulee olla voimassa [8]

$$M_{d,stab} > M_{d,dst} \quad (5.28)$$

jossa

$M_{d,stab}$ on tukevien momenttien mitoitusarvo

$M_{d,dst}$ on kaatavien momenttien mitoitusarvo

Kaatumistarkastelun yhteydessä käytetään kohdassa 2.5.1 määritettyjä kuormien ja maaparametrien osavarmuuslukuja. Maaparametrien osavarmuusluvuilla on vaikutusta lepopaine kertoimen laskentaan ja siten tukimuuriin virtuaalisen seinän kautta kohdistuviin maanpaineesiin, jotka poikkeavat GEO – rajatilassa lasketuista arvoista leikkauskestävyyskulman muutoksen takia.

EQU-rajatilassa leikkauskestävyyskulman mitoitusarvo ratkaistaan yhtälöstä [8]

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \varphi'}{\gamma_\varphi} \right] \quad (5.29)$$

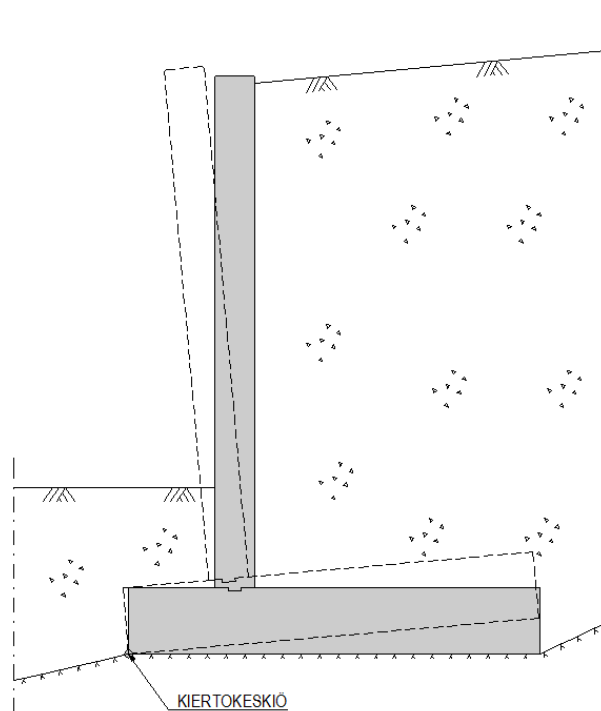
jossa

φ'_d on leikkauskestävyyskulman mitoitusarvo EQU-rajatilassa

φ' on leikkauskestävyyskulman ominaisarvo

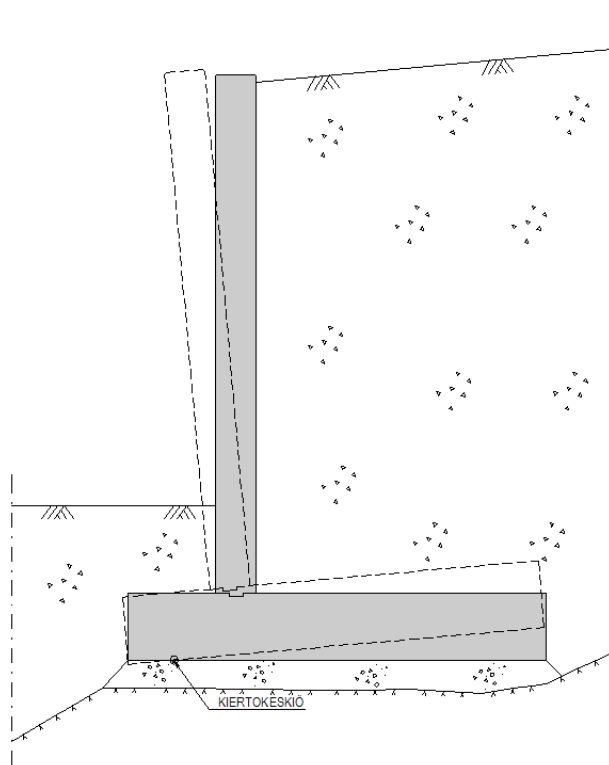
γ_φ on leikkauskestävyyskulman osavarmuusluku taulukon 2 mukaisesti

Yhtälöstä 5.29 saatu leikkauskestävyyskulman mitoitusarvo sijoitetaan luvussa 4.3.1 määritettyihin lepopaine kertoimien laskentakaavoihin 4.2 ja 4.3. Tukimuuria kaatavien ja tukevien momenttien laskenta suoritetaan muutoin samoilla periaatteilla kuin GEO – rajatilassa.



Kuva 12. Kaatuminen etureunan suhteen suoraan kalliolle perustettaessa.

Kulmatukimuurin kaatumistarkastelu tulee kyseeseen lähinnä kallion tai hyvin tiiviin maakerroksen varaan perustetuilla rakenteilla [7]. Kalliolle perustettaessa kaatumistarkastelu tehdään kulmatukimuurin uloimman reunan ympäri tapahtuvan kiertymisen suhteen kuvan 12 mukaisesti.



Kuva 13. Kaatuminen murskekerroksen varaan perustettaessa.

Murskekerroksen varaan perustettaessa kaatumiskiertopisteeksi valitaan piste, joka on murskekerroksen paksuuden etäisyydellä uloimmasta pisteestä. Murskekerroksen paksuus saa olla enintään 0,5m, muussa tapauksessa perustaminen käsitellään maanvaraisena [7].

Maanvaraisilla perustuksilla kiertyminen tapahtuu murtotilanteessa pohjalaatan takareunan ympäri perustuksen kantokestävyyden samanaikaisesti ylittyessä [3]. Jos maapohja kestää murtumatta maanpaineista ja muista kuormista syntyvät kuormat, ei kaatumistakaan tapahdu [2].

5.4 Perustuksen ankkurointi kallioon

Kulmatukimuurin taloudellisten ja toteutuksen kannalta järkevien mittojen sekä suurten kuormien vaikuttaessa voidaan kulmatukimuurin perustus ankkuroida kallioon. Ankkurointi on aina tehtävä, jos rakenteen kaatumis- tai liukumiskestävyys ei muuten täytä vaatimuksia [14]. Ankkuroinnilla voidaan tarvittaessa parantaa myös perustuksen kantokestävyyttä.

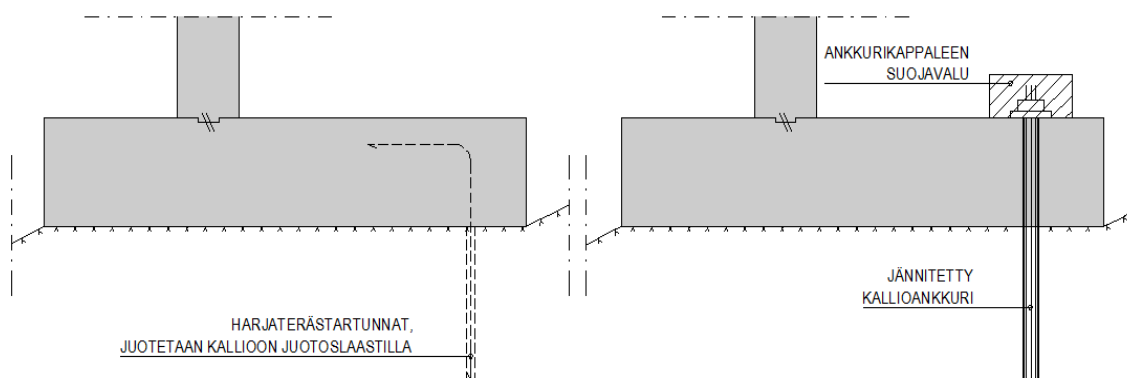
Ankkuroinnin yhteydessä tulee huomioida sekä yksittäisille ankkuroinneille että usean ankkurin muodostamalle yhdistelmälle [9]

- jännitysten aiheuttaman vetotangon rakenteellinen murtuminen,
- injektoiduilla ankkureilla murto injektoinnin ja kallion rajapinnassa

- injektoiduilla ankkureilla murto injektoinnin ja vetotangon välisessä sidoksessa
- ankkurointivoiman aiheuttama rakenteen osien murtuminen tai liiallinen muodonmuutos (paikallinen puristus)
- ankkuroinnin korroosiokestävyys

Lisäksi tulee huomioida käytettävien ankkuriosien kestävyys, tuetun maapohjan ja tukirakenteen kokonaisvakavuuden menetys sekä ankkuriryhmän yhteistoiminta maapohjan ja liittyvien rakenteiden kanssa.

Perustuksen ankkurointiin on käytettävissä kaksi yleisesti käytössä olevaa ankkurointiperiaatetta, jotka eroavat toisistaan toimintatavan, materiaalien ja työn suorituksen osalta. Ankkurointi kallioon voidaan toteuttaa harjateräsankkureilla, joihin syntyy jännityksiä ainoastaan ulkoisten kuormien aiheuttamista vaikutuksista tai vaihtoehtoisesti jännitetyillä kallioankkureilla, joihin asetettavalla esijännitysvoimalla P kasvatetaan stabiiloivaa kuormaa. Kuvassa 14 on vasemmalla käytetty harjaterästartuntaa ja oikealla jännitettyä kallioankkuria.



Kuva 14. Harjateräksellä ja jännitetyllä ankkurilla kallioon ankkuroitu perustus.

Harjateräsankkureiden kiinnitys kallioon tehdään yleensä injektoimalla taivutetut ankkurit kallioon valmiiksi porattuihin reikiin juotoslaastilla kuvan 14 mukaisesti. Toinen vaihtoehto harjateräksellä on käyttää suoraa kiilapulttiankkuria. Kiilapulttiankkurin kiinnitys perustuu kitkaan kallion ja alapäästään halkaistun ja kiilatun tangon välillä. Kiilapulttiankkurilla tangon ja reiän ympärille jäävä tyhjä tila täytetään yleensä jälkeensä juotoslaastilla [15]. Harjaterästä käytettäessä injektoimalla tehtävän ankkuroinnin etuna kiilapulttiankkuriin verrattuna on sen toteutuksen yksinkertaisuus. Harjateräsankkuri soveltuu kapasiteettinsa puolesta jännitettyä kallioankkuria kevyempiin ankkurointitarpeisiin.

Jännitetyillä kallioankkureilla käytetään yleensä ankkurijännennemenetelmää, jossa asennetaan kiinteä ankkuri kallioon ja aktiiviankkuri pohjalaatan yläpintaan. Jännitetyjä kallioankkureita käytetään erityisesti silloin, kun vaaditaan suurta kapasiteettia ankkuroinnilta tarkasteltavan rajatilan suhteen.

Ankkurointi pohjalaattaan tapahtuu taivutetuilla harjateräksillä betonin ja harjate-

rästangon välisen tartunnan kautta. Jännitettyjä kallioankkureita käytettäessä ankkurointi tehdään pohjalaatan yläpintaan asennettavalla aktiiviankkurilla pohjalaatan valamisen jälkeen. Ankkurointi suoritetaan pohjalaattaan jätettyjen varauskolojen sekä jännepunosankkureiden ja ankkurilevyjen avulla esijännittämällä kallioankkurit ennakkoon määritetylle esijännitysvoimalle.

Jännitettyjä kallioankkureita käytettäessä huomioidaan jännevoimasta pohjalaatan yläpintaan syntyvä puristava voima, jonka kohdalla on tutkittava betonin paikallinen puristuskestävyys. Paikallisen puristuskestävyyden teoria esitetään rakenteellisen mitoituksen yhteydessä luvussa 6.4.

Kallioankkureilta vaaditaan pitkäaikaista säilyvyyttä ympäristön aiheuttamia kemiallisia rasituksia vastaan niiden luotettavan toiminnan takaamiseksi rakenteen koko suunnitellun käyttöajan aikana. Korroosiosuojaus tehdään tyypillisesti kaksinkertaisella suojauksella juotoslaastilla injektoimalla ja tekemällä kallioankkurille korroosiosuojakäsittely sekä harjateräksiä että jännepunoksia käytettäessä.

Harjateräksen korroosiosuojakäsittelynä vaativissa olosuhteissa joudutaan käyttämään juotoslaastin lisäksi kuumasinkitystä tai erityisen vaativissa olosuhteissa kuumasinkitystä ja epoksikäsittelyä. Vaativana olosuhteena pidetään ankkuroinnin käyttämistä rakenteen tartuntana ja erityisen vaativana ankkuroinnin alttiutta merivedelle, aggressiiviselle pohjavedelle tai kemikaaleille [15].

Jännepunoksilla korroosiosuojana käytetään porareikään jänneiden ympärille asennettavaa suojaputkea, joka täytetään jännepunosten väleihin tunkeutuvalla juotoslaastilla tai korroosiolta suojaavalla aineella. Lisäksi jokainen suojaputken sisällä oleva jänne suojataan erikseen suojaputkella ja täytetään korroosiolta suojaavalla aineella, kuten rasvalla. Suojaputken ja porareiän välinen osuus injektoidaan juotoslaastilla.

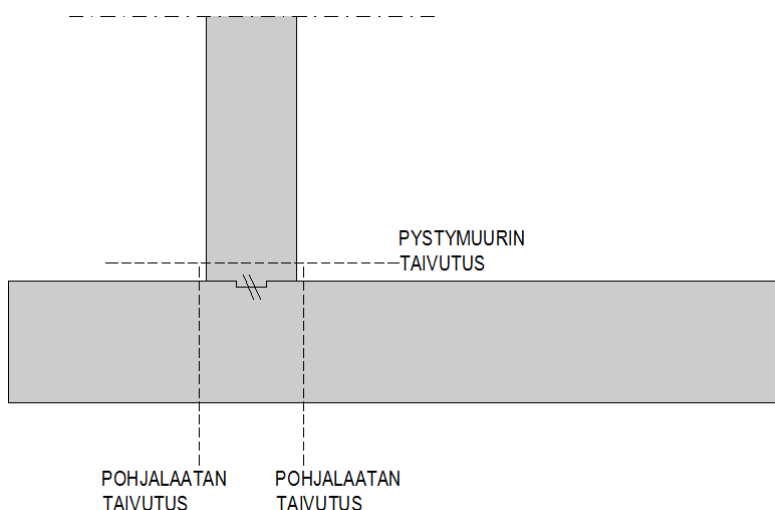
Injektoitavien ankkureiden juottamiseen käytetään yleisemmin portlandsementin, veden ja mahdollisen paisuttavan lisäaineen muodostamaa sementtilietettä [16]. Pohjalaatan yläpintaan tulevat jännepunosankkurit ja ankkurilevyt suojabetonoidaan jännitystyön jälkeen säilyvyyden varmistamiseksi.

6. KULMATUKIMUURIN RAKENNETEKNINEN MITOITUS

Kulmatukimuurin rakenteellisessa mitoituksessa laskenta tehdään kuormitukselle, jonka ei ajatella vaikuttavan pohjalaatan takana olevaan kuviteltuun virtuaaliseen pystyseinään, kuten geoteknisissä laskelmissa, vaan suoraan teräsbetonirakenteeseen. Kulmatukimuurin rakenneteknisessä mitoituksessa määritetään pystymuurin ja pohjalaatan kannalta taivutus- ja leikkauskestävyyden, halkeamaleveyden, paikallisen puristuksen ja kallioankkuroinnin vaikutuksen mitoitusperusteet ja suoritettavat tarkastelut.

6.1 Taivutuskestävyys

Kulmatukimuurin taivutuskestävyys tarkistetaan erikseen pystymuurin ja pohjalaatan suhteen määräävissä poikkileikkauksissa. Pohjalaatassa mitoittava taivutusmomentti sijaitsee pystymuurin reunan kohdalla olevissa poikkileikkauksissa. Ulokkeena toimivan tukimuurin seinän taivutuskestävyys tarkistetaan puolestaan pohjalaatan liitoksessa olevassa poikkileikkauksessa. Määrävien poikkileikkauksien sijaintia on havainnollistettu kuvassa 15.



Kuva 15. Taivutuskestävyyden tarkastelukohdat kulmatukimuurissa.

Pystymuurin juureen tuleva taivutusmomentti muodostuu täyttömateriaalien ja pintakuormien aiheuttamista vaakasuuntaisista lepopaineiden resultanteista, jotka lasketaan STR – rajatilan kuormitusyhdistelmillä. Pohjalaatan kohdalla mitoittavien taivutusmomenttien määrittämiseen vaikuttavat pohjalaatalle tulevat pystysuuntaiset kuormi-

tukset ja toisaalta kuormien vaikutukset perustuksen tehokkaan leveyden B' määrittämiseen.

Kulmatukimuurin pohjalaatan alapinnassa rakennuspohjassa vaikuttaa murtorajatilassa pystysuora kuormitusresultantti V_d pohjalaatan tehokkaan pinta-alan A' alalla. Kun tarkastellaan metrin pituista kaistaa tukimuurista, voidaan pohjalaatan tehokkaan pinta-alan A' tilalla käyttää suoraan tehokasta leveyttä B' . Pystykuormien resultantti sisältää seinältä tulevan kuormituksen, yläpuolisten maamassojen, pintakuormien sekä pohjalaatan oman painon. Tätä verrataan perustuksen kantokestävyyteen R_d .

Pohjalaatan rakenteellisesti mitoittava kuormitusresultantti on $V_{d,red}$. Tästä on vähennetty kulmatukimuurin yläpuolisten maamassojen ja pohjalaatan omanpainon aiheuttama osuus, sillä edellä mainitut kuormitukset eivät aiheuta pohjalaatan alapintaan mitoittavaan poikkileikkaukseen sitä kuormittavia taivuttavia rasituksia. Tässä tutkimuksessa käytetään perustuksen alla vaikuttavalle tasaiselle kuormitukselle merkintää $p_{Ed,red}$ [kN/m²]

$$p_{Ed,red} = \frac{V_{d,red}}{B'} \quad (6.1)$$

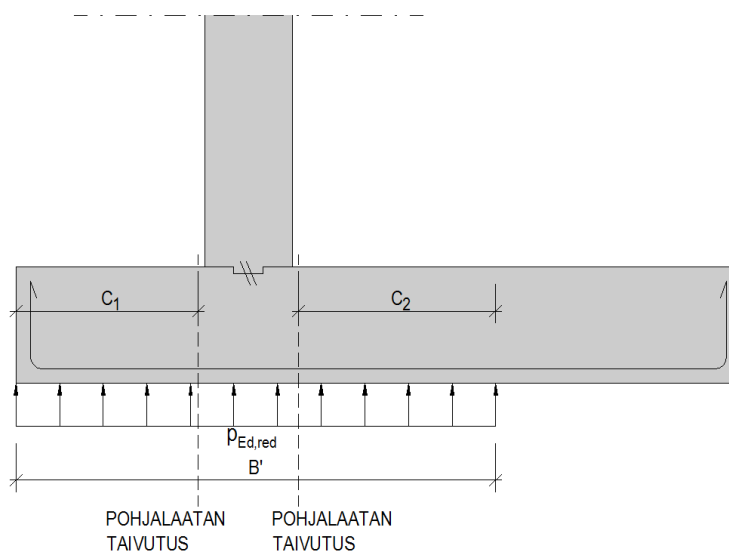
jossa

$p_{Ed,red}$ on perustuksen alla vaikuttava pohjapaine

$V_{d,red}$ on redusoitu pystykuorma

B' on tehokas leveys

Pohjalaatan alapinnassa vaikuttava taivutusmomentti M_{Ed} lasketaan redusoidun kuormituksen $p_{Ed,red}$ rasittamana ulokkeena mitoittavissa poikkileikkauksissa. Ulokkeen mitta c määräytyy pohjalaatan tehokkaan leveyden B' mukaan kuvan 16 osoittamalla tavalla.



Kuva 16. Taivutusrasitus pohjalaatan alapintaan redusoidusta kuormituksesta.

Taivutusmomentin laskenta voidaan suorittaa kuvassa 16 käytetyillä merkinnöillä kaavalla

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed,red} c^2}{2} \quad (6.2)$$

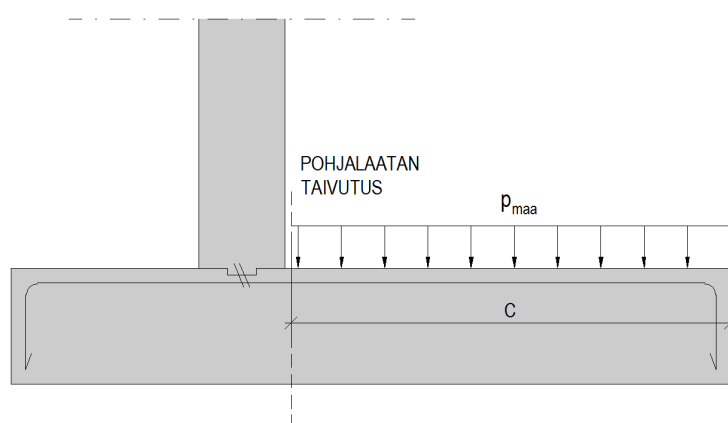
jossa

c on tehokkaan leveyden mukaan määräytyvä maksimiuloke c_1 tai c_2

Varmalla puolella olevana yksinkertaistuksena ja toisinaan selvänä ylimateoituksena voidaan käyttää taivutusmomentin laskennassa kokonaiskuormista aiheutuvaa pohjapainetta V_d/A' , jota käytetään perustuksen kantokestävyyden suhteen tehtävässä tarkistuksessa.

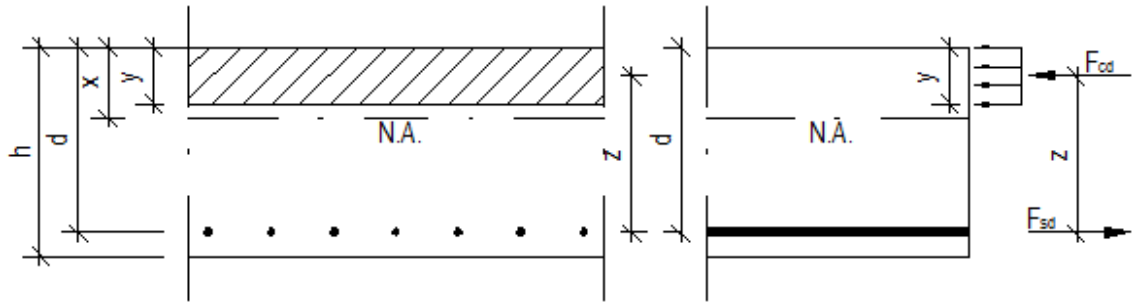
Kuormituksen ollessa hyvin epäkeskinen pohjalaatan keskipisteen suhteen ja jakautuvan pienelle tehollisen leveyden alalle B' , saattaa pohjalaatan yläpintaan syntyä pohjalaatan kantokestävyyden kannalta merkittäviä vetojännityksiä, jotka ovat alapinnassa vaikuttavia rasituksia suurempia [17]. Anturan yläpintaan tulee vetojännityksiä erityisesti silloin, kun käytetään suuria vastapainokuormia, kuten maamassoja kulmatuokimuurin tapauksessa. Tällöin on tarpeellista lisätä raudoitusta pohjalaatan yläpintaan maataytön tai muiden pohjalaatan yläreunaan tukeutuvien rakenteiden aiheuttamaan taivutukseen verrannollinen määrä. Pohjalaatan yläpinnan taivutusmomentin määrittäminen voidaan yksinkertaistaa kuormituksen ollessa hyvin epäkeskinen tarkastelemalla anturaa ulokkeena edellä mainituille kuormituksille.

$$M_{Ed} = \frac{p_{maa} c^2}{2} \quad (6.3)$$



Kuva 17. Taivutusrasitus pohjalaatan yläpintaan maataytöistä.

Poikkileikkauksessa ala- tai yläpinnassa vaadittavien päävetoterästen määrä saadaan laskettua mitoittavan taivutusmomentin M_{Ed} ja poikkileikkauksen tasapainon perusteella kuvan 18 ja kaavojen 6.1- 6.7 mukaisesti.



Kuva 18. Poikkileikkauksen tasapaino.

suhteellinen taivutusmomentti
$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} \quad (6.4)$$

puristuspinnan suhteellinen korkeus
$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (6.5)$$

sisäinen momenttivarsi
$$z = d \left(1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (6.6)$$

vaadittava rauditusmäärä
$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} \quad (6.7)$$

joissa

M_{Ed} on poikkileikkauksen mitoittava taivutusmomentti

b on poikkileikkauksen leveys

d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

μ on suhteellinen momentti

z on sisäinen momenttivarsi

A_s on vaadittu rauditusmäärä

Tasapainossa olevan poikkileikkauksen taivutuskestävyys voidaan laskea kaavalla

$$M_{Rd} = F_{cd} z = F_{sd} z \quad (6.8)$$

jossa

F_{cd} on betonin puristusresultantti

$$= b y f_{cd} \quad (6.9)$$

F_{sd} on terästen vetovoimaresultantti

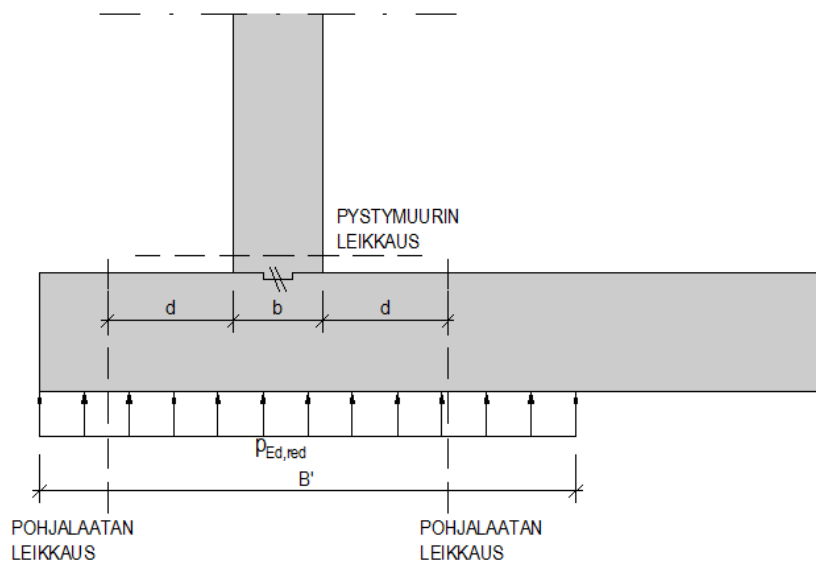
$$= A_s f_{yd} \quad (6.10)$$

6.2 Leikkauskestävyys

Pohjalaatan mitoittava leikkausvoima sijaitsee poikkileikkauksen tehollisen korkeuden d etäisyydellä seinän reunasta kuvan 19 mukaisesti. Kuvassa 19 on esitetty mitoittavan leikkausvoiman määräytyminen pohjalaatan alapinnassa vaikuttavan pohjapaineen mu-

kaan. Toisaalta, kuten jo taivutuskestävyyden laskennan kohdalla määritettiin, mitoittava leikkausvoima saattaa aiheutua myös pohjalaatan yläpinnalta tulevasta kuormista.

Pohjalaatan tehollinen korkeus pyritään valitsemaan niin, ettei anturassa vaadita leikkausraudoitusta, vaan pohjalaatan kestävyys leikkausraudoittamattomana on riittävä leikkausvoimille [5]. Pystymuurin kohdalla poikkileikkauksen leikkauskestävyys tarkistetaan pohjalaatan liitoksessa. Lisäksi liitoksessa tarkistetaan eri aikaan valettujen rakenteiden rajapinnan leikkauskestävyys kohdan 6.2.3 mukaisesti. Käytännön syistä tukimuurin pohjalaatta ja pystymuuri valetaan työmaalla aina eri aikaan, joten rajapinnan tulee kestää siinä vaikuttavat leikkausvoimat.



Kuva 19. Leikkauskestävyyden tarkastelukohdat pohjalaatassa ja pystymuurissa.

6.2.1 Leikkausraudoittamattomat rakenteet

Leikkausraudoittamattoman rakenneosan poikkileikkauksen leikkauskestävyyden mitoitustarvo lasketaan suuremman arvon seuraavista tuottavalla kaavalla [18]

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d ; (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \right\} \quad (6.11)$$

jossa

$C_{Rd,c}$ kansallisesti valittu suure

$$= \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (6.12)$$

k huomioi poikkileikkauksen tehollisen korkeuden

$$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (6.13)$$

ρ_l huomioi poikkileikkauksen vetöraudoituksen

$$= \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (6.14)$$

k_1 kansallisesti valittu suure

$$\begin{aligned}
 &= 0,15 \\
 \sigma_{cp} &\text{ huomioi poikkileikkauksen normaalivoiman} \\
 &= \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd}
 \end{aligned} \tag{6.15}$$

$$\begin{aligned}
 b_w &\text{ on poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella} \\
 v_{min} &\text{ kansallisesti valittu suure} \\
 &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}
 \end{aligned} \tag{6.16}$$

6.2.2 Leikkausraudoitetut rakenteet

Mikäli leikkausvoima on leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyyden mitoitusarvoa suurempi, kasvatetaan yleensä poikkileikkauksen mittoja tai lisätään vaihtoehtoisesti leikkausraudoitus, jolloin leikkauskestävyys lasketaan leikkausraudoitetun rakenteen kaavalla [18].

$$V_{Rd,s} = \min \left\{ \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta ; \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \right\} \tag{6.17}$$

jossa

$$\begin{aligned}
 A_{sv} &\text{ on leikkausraudoituksen poikkileikkausala [mm}^2\text{/m]} \\
 s &\text{ on leikkausraudoituksen jakoväli} \\
 z &\text{ on sisäinen momenttivarsi} \\
 f_{ywd} &\text{ on leikkausraudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo} \\
 &= 0,8 f_{yk} \\
 v_1 &\text{ halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin} = 0,6 \\
 \theta &\text{ on betonin puristussauvan valittu kaltevuuskulma} \\
 \alpha_{cw} &\text{ kansallisesti valittu suure} \\
 &= 1,0 \\
 b_w &\text{ on poikkileikkauksen leveys}
 \end{aligned} \tag{6.18}$$

6.2.3 Eri aikaan valetut rakenteet

Eri aikaan valettujen rakenneosien rajapinnan leikkauslujuuden mitoitusarvo voidaan laskea kaavalla [18]

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \tag{6.19}$$

jossa

$$\begin{aligned}
 v &\text{ on leikkauksesta halkeilleen betonin lujuuden pienennyskerroin} \\
 &= 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]
 \end{aligned} \tag{6.20}$$

α on rajapinnan tason ja vaarujen välinen kulma, $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

σ_n on rajapintaan kohdistuva puristusjännitys

$$= \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,6 f_{cd} \quad (6.21)$$

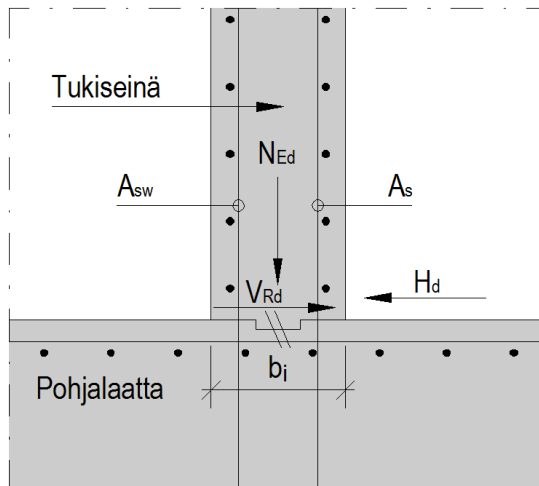
ρ on rajapinnan läpi kulkevan leikkausraudoituksen poikkileikkausala A_{sw} jaettuna rajapinnan pinta-alalla A_i

$$= \frac{A_{sw}}{A_i} \quad (6.22)$$

Leikkauslujuuden mitoitusarvosta v_{Rdi} saadaan leikkauskestävyyden mitoitusarvo V_{Rd} pituusmetrille [kN/m] kuvassa 20 esitetyllä leveydellä b_i kertomalla

$$V_{Rd} = v_{Rdi} b_i \quad (6.23)$$

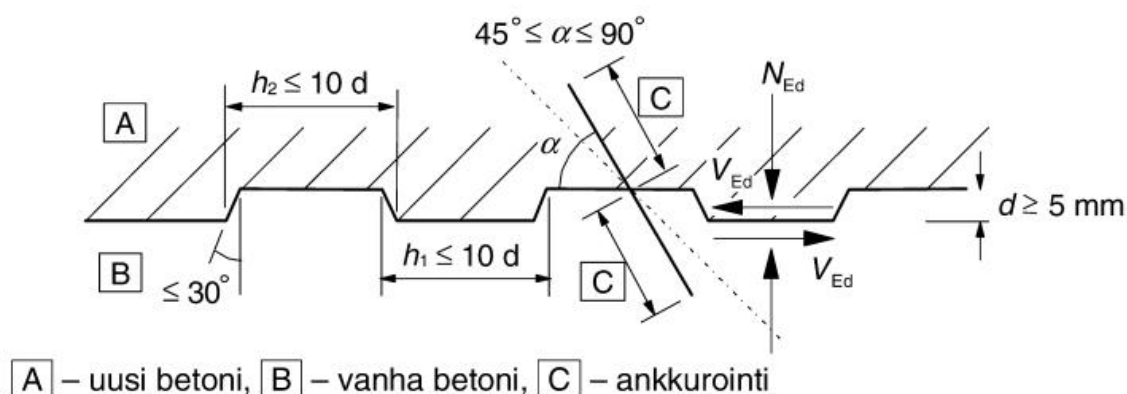
Kulmatukimuurin tapauksessa työsaumassa rajapinnan läpi kulkevasta raudoituksesta leikkauslujuuden laskennassa voidaan hyödyntää vain ulkopinnassa oleva raudoitus A_{sw} , jonka kapasiteettia ei ole hyödynnetty pystyseinän juuressa vaikuttavan taivutuskestävyyden laskennassa.



Kuva 20. Työsaumassa vaikuttavat voimasuureet ja käytetyt merkinnät.

Leikkauskestävyyden mitoitusarvon kaavassa 6.19 esiintyvät kertoimet c ja μ on määritetty eurokoodissa rajapinnan laadun mukaan seuraavasti [18]

Hyvin sileä:	pinta, joka on valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten: $c = 0,10$ ja $\mu = 0,5$.
Sileä:	liukuvalettu pinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty pinta: $c = 0,20$ ja $\mu = 0,6$.
Karhea:	pinta, jossa on vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein; se saavutetaan urittamalla, ruiskuttamalla pinta pesubetoniksi tai muilla menetelmillä, joilla saavutetaan vastaava karheus: $c = 0,40$ ja $\mu = 0,7$.
Vaarnattu	pinta, jossa on kuvan 21 mukainen hammastus: $c = 0,50$ ja $\mu = 0,9$.



Kuva 21. Eri aikaan valettujen rakenteiden työsaumassa vaikuttavat voimasuureet ja käytetyt merkinnät [18]

Jos pohjalaatan ja seinän välinen sauma voi halkeilla merkittävästi, betonin vetolujuuden huomioivan kertoimen c arvo on 0 sileissä ja karheissa saumoissa ja 0,5 vaarantuissa saumoissa. Lisäksi, jos rajapintaan kohdistuu ulkoisesta kuormituksesta vetoa, kaavassa 6.19 olevalle tulolle $c \times f_{ctd}$ käytetään arvoa 0 [18].

6.3 Halkeilu

Halkeilu vaikuttaa rakenteen säilyvyyteen ja ulkonäköön. Halkeilua tulee rajoittaa siten, ettei se huononna rakenteen asianmukaista toimintaa tai säilyvyyttä tai vaikuta rakenteen ulkonäköön tavalla, joka ei ole hyväksyttävää [18].

Betonirakenteeseen syntyy halkeama silloin, kun betonin vetolujuus ylittyy. Halkeaman kohdalla betoniteräksiset ottavat kuormituksen aiheuttamat vetojännitykset [5]. Halkeilua aiheuttavia vetojännityksiä syntyy ulkoisten kuormien lisäksi kutistumisen ja lämpöjännityksien vaikutuksesta syntyvistä pakkomuodonmuutoksista tai niiden estymisen aiheuttamista rasituksista.

6.3.1 Halkeamaleveyden laskenta

Betonirakenteiden halkeilutarkastelu suoritetaan luvussa 3.2 esitetyllä käyttörajatilan pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä.

Halkeamaleveys w_k lasketaan kaavalla [18]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (6.24)$$

jossa

$s_{r,max}$ on suurin halkeamaväli

ϵ_{sm} on raudoituksen keskimääräinen venymä halkeamien välillä

ϵ_{cm} on betonin keskimääräinen venymä halkeamien välillä

Suurin halkeamaväli $s_{r,max}$ puolestaan määritellään kaavalla [18]

$$s_{r,max} = k_3 c_r + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (6.25)$$

jossa

- c_r on vetoraudoituksen betonipeite
- k_1 tartuntojen tartuntaominaisuudet huomioiva kerroin
= 0,8 tangoilla, joilla on hyvä tartunta
= 1,6 sileäpintaisilla tangoilla
- k_2 on venymäjakauman huomioiva kerroin
= 0,5 taivutukselle
= 1,0 pelkälle vedolle
- k_3 on kansallisesti valittu suure
= 3,4
- k_4 on kansallisesti valittu suure
= 0,425
- ϕ on betoniteräksen halkaisija

Geometrinen raudoitussuhde $\rho_{p,eff}$ määritetään kaavalla

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{A_s}{b h_{c,ef}} \quad (6.26)$$

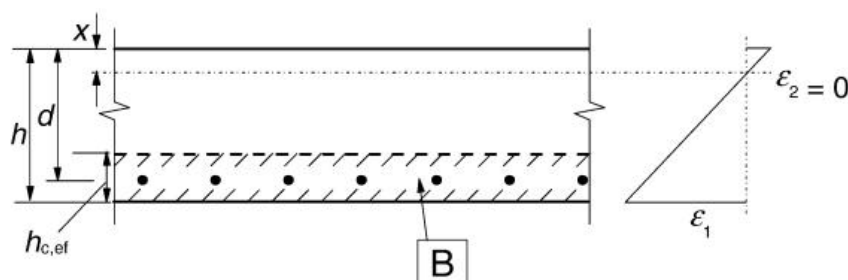
jossa

- A_s on betoniteräksen määrä vetojännityksen alaisella pinta-alalla
- $A_{c,eff}$ on betoniteräksiä ympäröivän vedetyn betonialueen tehollinen pinta-ala
- $h_{c,ef} = \min \{ 2,5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2 \}$

ja edelleen

- h on poikkileikkauksen korkeus
- d on poikkileikkauksen tehollinen korkeus
- b on poikkileikkauksen vedetyn alueen leveys
- x on neutraaliakselin korkeus

Kuvassa 22 on esitetty vedettyjen betoniteräksien tehollisen pinta-alan määrittämisessä vaadittavat tiedot.



B – tehollinen vetoalue $A_{c,eff}$

Kuva 22. Poikkileikkauksen tehollisen pinta-alan määrittäminen [18].

Neutraaliakselin korkeus x voidaan laskea seuraavasti betonin ja betoniteräksen venymän sekä tehollisen korkeuden d avulla

$$x = \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \right) d \quad (6.27)$$

Betonin puristuman ja betoniteräksen venymän suhde lasketaan lausekkeella

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \rho\alpha + \sqrt{\rho\alpha(2 + \rho\alpha)} \quad (6.28)$$

jossa

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (6.29)$$

$$\rho = \frac{A_s}{d b} \quad (6.30)$$

E_s on betoniteräksen kimmokerroin

E_c on betonin kimmokerroin

Kun merkitään, että $\varepsilon_s = 1 \text{ ‰}$, niin saadaan kaava 6.28 muotoon

$$\varepsilon_c = [\rho\alpha + \sqrt{\rho\alpha(2 + \rho\alpha)}] \varepsilon_s \quad (6.31)$$

jolloin betonin venymä voidaan laskea betoniteräksen venymän suhteen ja sijoittaa siten neutraaliakselin laskentakaavaan 6.27.

Venymien erotus $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ lasketaan kaavasta

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.32)$$

jossa

σ_s on vetoraudoituksessa vaikuttava jännitys

α_e on suhde E_s/E_{cm}

k_t on kuorman vaikutusajan huomioiva kerroin

= 0,6 lyhytaikaiskuormille

= 0,4 pitkäaikaiskuormille

$f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden keskiarvo

E_{cm} on betonin kimmokertoimen sekanttiarvo

Poikkileikkauksessa vaikuttava teräsännitys σ_s saadaan laskettua kaavalla

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z A_s} \quad (6.33)$$

jossa

M_{Ed} on poikkileikkauksen mitoitusmomentti käyttörajatilassa

z on sisäinen momenttivarsi

A_s on poikkileikkauksen vetoraudoituksen määrä [mm^2/m]

Halkeamaleveyteen w_k voidaan vaikuttaa lisäämällä raudoitusmäärää A_s , joka pienentää poikkileikkauksessa vaikuttavaa teräsännitystä. Toinen vaihtoehto on käyttää pienempää raudoituksen tankokokoa ja tihentää rauditusjakoa murtorajatilassa lasketua raudoitusmäärää vastaavaksi [5].

6.3.2 Halkeilun rajoittaminen

Halkeilun rajoittamiseksi käytettävät suurimmat sallitut halkeamaleveyden raja-arvot w_{\max} esitetään kansallisessa liitteessä. Suositeltavat käytettävät raja-arvot ympäristön rasitusluokkien mukaan on esitetty alla olevassa taulukossa 12. Taulukossa esiintyvät rasitusluokat on määritelty selitteineen tarkemmin seuraavassa luvussa 6.3.3. Rakennusosalle käytettävä sallittu halkeamaleveys w_{\max} määritetään mitoittavimman vaikutuksen antavan rasitusluokan mukaan.

Taulukko 12. Halkeamaleveyden raja-arvot rasitusluokkien mukaan [19]

Rasitusluokka	w_{\max} [mm]
X0, XC1	0,4 ¹
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2

¹Halkeamaleveydellä ei vaikutusta säilyvyyteen, raja-arvo ulkonäön takaamiseksi

Taulukon 12 halkeamaleveysrajaa saa korottaa, jos toteutuva betonipeite (c) on suurempi kuin säilyvyyden vaatima betonipeite. Lisäys saa olla enintään 1,4-kertainen. Korotettu halkeamaleveys voidaan laskea kaavalla [20]

$$w_{\max} = w_{\max}^* \min\left[1,4 ; \frac{c}{c_{\min, \text{dur}} + \Delta c_{\text{dev}}}\right] \quad (6.34)$$

jossa

w_{\max}^* on taulukon 12 mukainen raja-arvo

c_r on toteutuva betonipeite

$c_{\min, \text{dur}}$ on ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo

Δc_{dev} on suunnittelussa huomioon otettava mittapoikkeama

Jos ei aseteta erityisiä vaatimuksia esimerkiksi vedenpitävyydelle, katsotaan, että laskennallisen halkeamaleveyden rajoittaminen taulukon 12 mukaisiin arvoihin w_{\max} kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vallitessa on yleensä teräsbetonirakenteissa riittävää niiden ulkonäön ja säilyvyyden kannalta. [18]

Mikäli halkeamaleveyttä ei lasketa luvussa 6.3.1 esitettyjen kaavojen mukaisesti, voidaan yksinkertaistuksena halkeamaleveyden rajoittaminen tehdä tankokoon ja – jaon sekä teräsjännityksen avulla [18]. Halkeilu, joka ei ole ulkonäön kannalta hyväksyttävää, katsotaan vältetyksi, jos raudoituksen vetojännitys kuormien ominaisyhdistelmän vallitessa on enintään arvon $0,6 f_{yk}$ suuruinen.

6.3.3 Rasitusluokat

Rasitusluokka valitaan taulukon 13 ympäristöolosuhteiden kuvausten mukaisesti. Rakenne voi kuulua samanaikaisesti useampaan rasitusluokkaan. Rasitusluokista vaatimman mukaan määräytyy halkeamaleveyden raja-arvo. Rasitusluokat asettavat vaatimuksia myös betonin koostumukselle, käytettäville lisäaineille ja lujuusluokalle. Seuraavassa on selitetty tarkemmin ympäristöolosuhteiden mukaisia rasitusluokkia.

X0-luokka: Ei korroosion tai syöpymisrasituksen riskiä

Ympäristö ei rajoita rakenteen käyttöikää. Tällaisissa ei ole raudoitusta tai raudoitettu rakenne on kuivissa olosuhteissa eikä pakkarasitusta ole.

XC-luokat: Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio

Betoni suoja raudoitusta korroosiolta sekä fysikaalisesti että kemiallisesti. Kemiallinen suoja perustuu betonin korkeaan emäksisyyteen (pH noin 13..14), jolloin teräksen pinnalle muodostuu tiivis oksidikalvo. Betonin emäksisyys laskee, kun se reagoi ilman hiilidioksidin kanssa. Tätä kutsutaan karbonatisoitumiseksi. Raudoituksen kemiallinen suoja häviää, kun betonin pH laskee alle 9 ja tällöin teräksen korroosio voi alkaa. Karbonatisoitumisnopeus riippuu ympäristöolosuhteista, betonin koostumuksesta ja betonipeitteen paksuudesta.

XD- ja XS-luokat; Kloridien aiheuttama korroosio

Kloridit voivat käynnistää teräskorroosion huolimatta betonin emäksisestä ympäristöstä. Teräskorroosion aiheuttama terästen poikkipinnan pieneneminen ja korroosiotuotteiden aikaansaama betonipeitteen lohkeamien lyhentävät oleellisesti rakenteen elinikää. Raudoituksen riittävä betonipeite, mahdollisimman tiivis betoni sekä pienet halkeamaleveydet ovat paras suoja kloridien aiheuttamaa korroosiota vastaan.

XF-luokat: Jäätymis-sulamisrasituksen aiheuttama korroosio

Pakkasrapautumisen betonissa aiheuttaa pääasiassa kapillaarihuokosissa jäätyvä vesi. Betoniin kohdistuva pakkasrasitus voimistuu, kun mukana on suoloja. Suolojen vaikutuksesta kosteutta imeytyy betoniin entistä alhaisemmissa lämpötiloissa ja suolat kasvattavat jäätymispainetta. Betonin pakkasenkestävyyttä voi parhaiten parantaa betonin lisähuokostamisella.

XA-luokat: Kemiallisen rasituksen aiheuttama korroosio

Betonin kemiallinen vaurio johtuu Suomessa yleensä siitä, että betoniin kulkeutuu ympäristöstä aineita, jotka joko happamina liuottavat sementin hydrataatiotuotteita ja heikentävät niiden ominaisuuksia tai paisuttavat sementtikiveä ja sitä kautta vaurioittaa rakennetta. Kemiallisen korroosion edellytyksenä on se, että haitallisten aineiden lisäksi betonissa on vettä jossain muodossa. Tyypillisimpiä betonille vahingollisia aineita ovat mm. sulfaatit, hapot ja aggressiivinen hiilidioksidi. [21]

Taulukko 13. Rasitusluokat [18]

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Esimerkkejä paikoista, joissa rasitusluokkia voi esiintyä
1 Ei korroosion tai rasituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni: Kaikkiin ympäristöihin lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulutusrasitusta tai kemiallista rasitusta. Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni: hyvin kuiva	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
2 Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korrosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen. Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa. Usein perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri. Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasitusluokkaan XC2
3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältämille klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat. Betoni on alttiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille. Jalkakäytävät. Paikoitustalojen laatat
4 Meriveden kloridien aiheuttama korrosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksissa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
5 Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästymisen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästymisen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästymisen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästymisen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltojen kannet. Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat. Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
6 Kemiallinen rasitus		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

6.4 Paikallinen puristus

Jännitettyjä kallioankkureita käytettäessä huomioidaan paikallisen puristuksen kuormittamien alueiden paikallinen murto ja puristuksen aiheuttamat poikittaiset vetovoimat. Puristavan voiman kuormittaessa vain osaa rakenteen pinnasta, ei tämä voima saa ylittää pinnan paikallista puristuskapasiteettia [18].

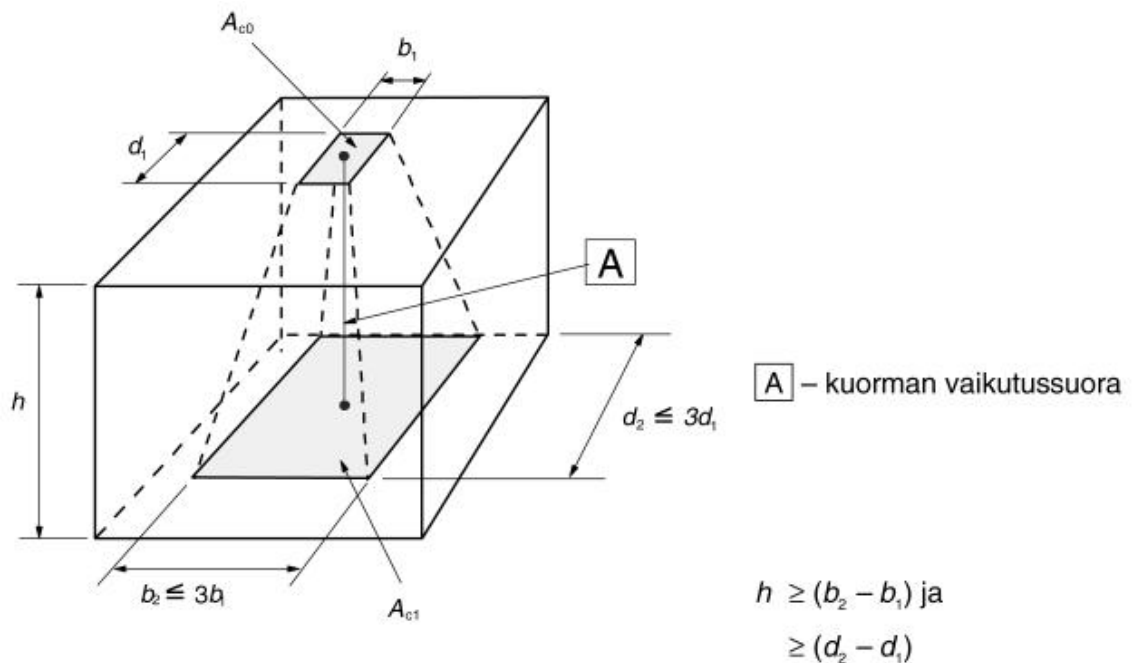
Pistekuormakestävyys voidaan laskea kaavalla

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0} \quad (6.35)$$

jossa

A_{c0} on kuormitusalue

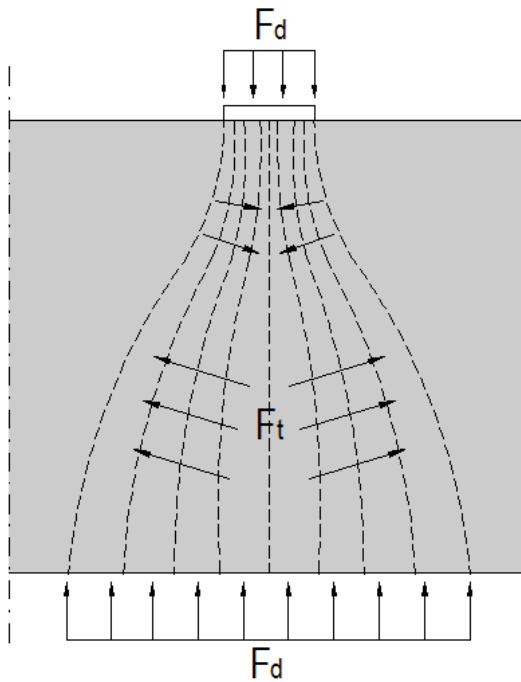
A_{c1} on suurin mitoituksessa käytettävä A_{c0} :n kanssa samanmuotoinen jakautumisalue



Kuva 23. Paikallisen puristuksen jakautuminen betonissa [18]

Kaavan 6.35 käyttämisen edellytyksenä on, että kuorman jakautumisalueen A_{c1} keskipiste on samalla vaikutussuoralla kuormitusalueen A_{c0} keskipisteen kanssa ja kuorman jakautumiskorkeus h kuorman suunnassa vastaa kuvassa 23 esitettyjä ehtoja. Lisäksi tulee tarkistaa useamman pistekuorman tapauksessa, etteivät kuormien jakautumisalueet limity keskenään. [18]

Paikallisesta puristuksesta syntyy kuormituskohdan taakse ensin poikittaista puristusta ja sen jälkeen kauemmaksi poikittaista vetoa, joka ylittäessään betonin vetolujuuden aiheuttaa halkeilua. Poikkileikkaus raudoitetaan poikittaisista vetojännityksistä syntyvälle halkaisuvoimalle F_t . Kuvassa 24 on havainnollistettu puristus- ja vetojännityksien jakautumista betonissa paikallisen puristuksen vaikutuksesta.



Kuva 24. Paikallisen puristuksen jakautuminen betonissa ankkurijänteen kohdalla. [18]

Halkaisuvoima paikallisesta puristuksesta lasketaan kaavalla [22]

$$F_t = \frac{F_d}{4} \left(1 - \frac{b_1}{b_2} \right) \quad (6.36)$$

jossa

F_d on kuormittavan voiman laskenta-arvo

b_1 kuormitettavan pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

b_2 jakaantumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

Raudoituksen poikkileikkausala mitoitetaan kuorman vaikutuksesta syntyviä poikittaisia vetovoimia vastaavaksi.

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad (6.37)$$

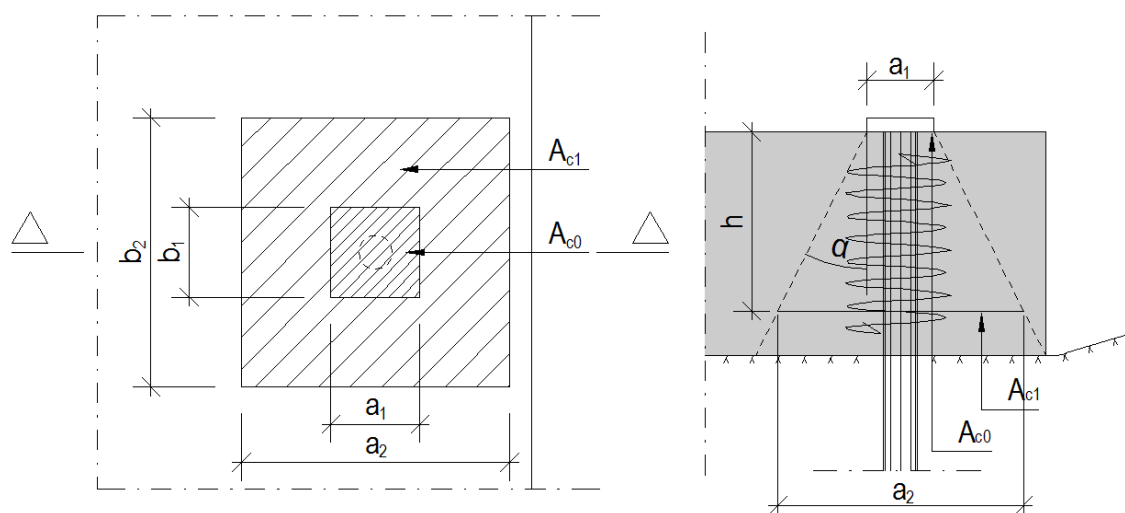
jossa

F_t on halkaisuvoima

f_{yd} on betoniteräksen mitoitusarvo

Paikallinen puristus rajaa kallio-ankkurin etäisyyttä pohjalaatan reunasta piste-kuormakestävyyteen vaikuttavan jakautumisalueen A_{c1} kautta. Seuraavalla sivulla olevassa kuvassa 25 on esitetty pistekuormakestävyyden laskennassa käytettävät mitat ja pinta-alat sovellettuna kallioankkuroidun perustuksen tapaukseen. Kuvaan on lisäksi hahmoteltu halkaisuvoiman raudoituksessa mahdollisesti käytettävä spiraalihaka. Kul-

ma α esittää paikallisen puristuksen jakautumista betonissa. Jakautumiskulmalle käytetään arvoa $\tan \alpha = 0,5$.



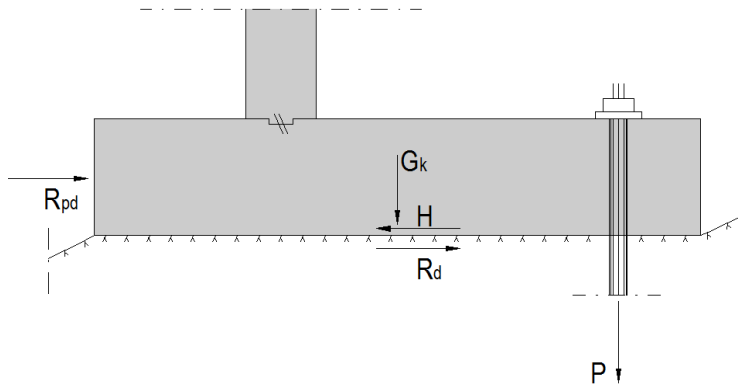
Kuva 25. Kallioankkuroidun perustuksen paikallisen puristuksen tarkastelu.

6.5 Kallioankkuroinnin mitoitus

Kallioankkurointia voidaan hyödyntää kantokestävyys-, liukumiskestävyys- ja kaatumistarkasteluissa. Vaadittavan jännevoiman tai harjaterästen pinta-alan määrittämisessä periaatteena on tarkastella sitä kallioankkuroinnilta vaadittavaa kapasiteetin lisäystä, jolla tarkasteltavan rajatilan mukaiset mitoitus ehdot saadaan toteutumaan.

6.5.1 Kantokestävyys

Tarvittavan jännevoiman tai ankkuriterästen vaadittavan pinta-alan määrittäminen tehdään pystykuorman resultantin ja kallioankkurin välisen sisäisen momenttivarren perusteella kuvan 26 mukaisesti. Momenttivarren suuruuteen z vaikuttaa pohjalaatan tehokas leveys B' , joka määräytyy pohjalaatan keskipisteen suhteen lasketun momentin ja pystykuorman suhteen mukaan. Pystykuorman ja momentin laskennassa otetaan huomioon ankkuroitava voima P kaavojen 3.1 ja 3.2 kuormitusyhdistelmien mukaan voimasuureita laskettaessa. Kallioankkuroinnilla kasvatetaan pystysuoraa kuormaa, jolloin pohjalaatan tehokas leveys B' kasvaa kuorman jakautuessa tasaisemmin ja siten myös kantokestävyys paranee.

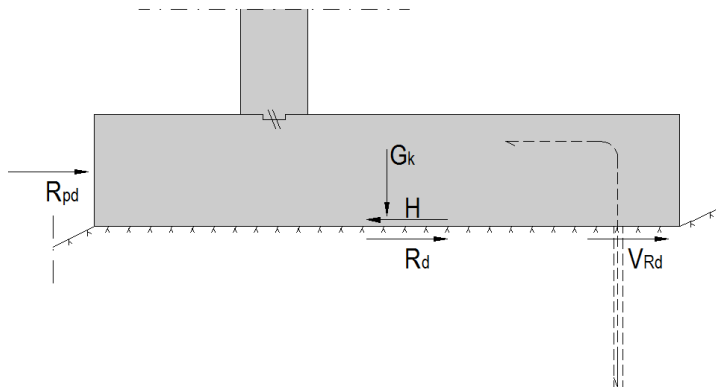


Kuva 27. Liukumiskestävyyden kasvattaminen jännitetyillä kallioankkurilla

Toisaalta liukumiskestävyyttä voidaan parantaa harjaterästartunnoilla. Harjaterästartuntoja käytettäessä perustuksen ja kallion välisessä rajapinnassa voidaan soveltaa leikkauskestävyyden laskentaan kohdassa 6.2.3 esitettyjä eri aikaan valettujen rakenteiden kaavaa

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v_{fd} \quad (6.41)$$

$$V_{Rd} = v_{Rdi} b_i \quad (6.42)$$



Kuva 28. Liukumiskestävyyden kasvattaminen harjateräsankkuroinnilla.

Rajapinnan laadun mukaan määräytyvät kertoimet c ja μ valitaan tapauskohtaisesti kallionpinnan laadun mukaan. Louhitun kallion tapauksessa tulee kyseeseen lähinnä karhean tai vaarnatun sauman mukaisten kertoimien käyttäminen. Suoraan luonnontilaiselle puhtaalle kalliolle perustettaessa rajapinta vastaa sileää tai hyvin sileää tapausta.

Liukumiskestävyyden epäytälö 6.39 saadaan näin harjaterästäpitäytteen leikkauskestävyyttä hyödyntämällä muotoon

$$H_d \leq R_d + R_{pd} + V_{Rd} \quad (6.43)$$

6.5.3 Kaatuminen

Kaatumisen suhteen kallioankkurilta vaadittava vetovoiman ominaisarvo määritetään puuttuvalle stabiloivalle momentille kaatumiskiertopisteen suhteen

$$P \geq \frac{M_{d,dst} - M_{d,stb}}{0,9 (B - e_P)} \quad (6.44)$$

jossa

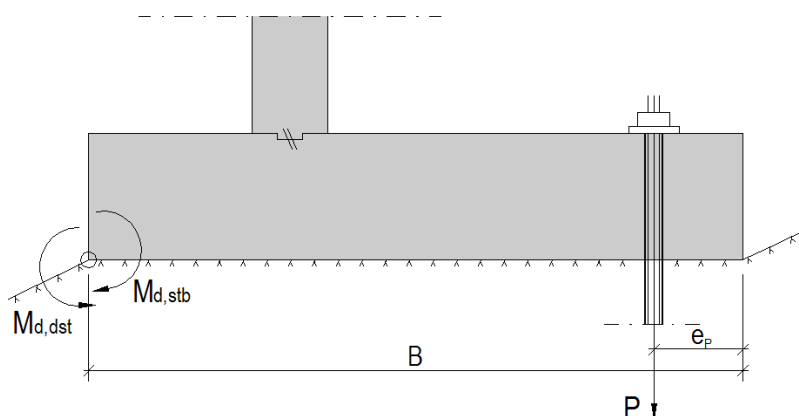
$M_{d,dst}$ on kaatavien momenttien mitoitusarvo

$M_{d,stb}$ on tukevien momenttien mitoitusarvo

B on pohjalaatan leveys

e_P on ankkurivoiman etäisyys pohjalaatan reunasta

Kaavassa 6.44 jakajana oleva kerroin 0,9 johtuu staattisen tasapainorajatilan kuormitusyhdistelmässä pysyvän kuorman ominaisarvolle käytettävästä edullisen kuorman osavarmuusluvusta. Kuvassa 29 on esitetty kallioankkurin vaadittavan vetovoiman määrittäminen tukevien ja kaatavien momenttien sekä sisäisen momenttivarren perusteella.



Kuva 29. Kallioankkuroinnin mitoitus kaatumisen suhteen.

6.6 Lisäohjeita

6.6.1 Raudoituksen vähimmäisalat

Raudoituksen vähimmäisalat määritellään haurasmurtumisen, leveiden halkeamien estämisen ja myös pakkovoimien varalta [18]. Kulmatukimuurin tapauksessa poikkileikkauksen rauditus lasketaan kuormien vaikutusten perusteella tukimuurin seinän sisäpinnassa täytön puolella sekä pohjalaatan ala- ja yläpinnassa. Muutoin pää- ja jakoraudoitusta on oltava vähintään vähimmäisalan verran [18].

Pohjalaatta

Pääraudoituksen vähimmäisalana käytetään arvoa

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d\right) \quad (6.45)$$

jossa

f_{ctm} on keskimääräinen vetolujuus

f_{yk} on betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo

b_t on vetopuolen keskimääräinen leveys

Pääraudoituksen jakoväli saa olla enintään 400 mm.

Pituussuuntaisen **jakoraudoituksen** vähimmäisalana käytetään arvoa

$$A_{s,min,jako} = 0,2 A_s \quad (6.46)$$

jossa

A_s on pääraudoituksen ala

Jakoraudoituksen tankojen jakoväli saa olla enintään 600 mm

Pohjalaatan raudoituksen enimmäisalalle ei ole rajoitusta.

Tukiseinä

Pystyraudoitus

Seinissä, joihin kohdistuu ensisijaisesti tasoa vastaan kohtisuora taivutus, kuten tukimuurin seinän taustatäytön puoleisessa raudoituksessa, noudatetaan laattoja koskevia sääntöjä [18].

Pääraudoituksen vähimmäisalana käytetään näin ollen arvoa

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d\right) \quad (6.47)$$

Jos molempien pintojen pystyteräsmäärä ylittää arvon $0,02 A_c$, käytetään haoista muodostuvaa poikittaisraudoitusta. Poikittaisraudoitusta ei tarvitse käyttää, mikäli pystyraudoituksen halkaisija ≤ 16 mm ja betonipeite on vähintään kaksinkertainen pääraudoituksen halkaisijaan verrattuna.

Seinän raudoituksen vähimmäisalan määrittämisessä on pystyraudoituksen yhteenlaskettu minimiarvo poikkileikkauksessa määriteltä seuraavasti

$$A_{s,vmin} = 0,002 A_c \quad (6.48)$$

jossa

A_c on betonipoikkileikkauksen ala

Pystyraudoituksen yhteenlaskettu maksimiarvo poikkileikkauksessa puolestaan määritellään kaavalla

$$A_{s,vmax} = 0,06 A_c \quad (6.49)$$

Kahden vierekkäisen pystytangon jakoväli saa olla enintään

$$s = \min(3 h_w; 400 \text{ mm}) \quad (6.50)$$

jossa

h_w on seinän paksuus

Vaakaraudoitus

Kummassakin pinnassa käytetään seinän pintojen ja vapaiden reunojen suuntaisena kulkevaa vaakaraudoitusta, jonka kokonaismääräksi valitaan vähintään minimiteräsmäärä $A_{s,hmin}$.

Yhteenlaskettu minimiteräsmäärä poikkileikkauksessa määritellään kaavalla

$$A_{s,hmin} = \max(0,25 A_{s,v}; 0,001 A_c) \quad (6.51)$$

jossa

$A_{s,v}$ on pystyraudoituksen ala

Kahden vierekkäisen vaakatangon jakoväli saa olla enintään 400 mm.

7. KULMATUKIMUURIN LASKENTAESIMERKKI

Suoritetaan kulmatukimuurin geo- ja rakennetekninen mitoitus. Tukimuuri perustetaan louhitun kallion päälle tehdylle 300 mm mursketäytölle. Tukimuuriin täyttömaasta ja pintakuormasta kohdistuva maanpaine lasketaan lepopaineena. Pohjavedenpinta on pohjatutkimusten mukaan syvällä, joten sitä ei tarvitse ottaa laskennassa huomioon. Tarkastellaan yhden metrin pituista kaistaa tukimuurista.

Lähtöarvot ja kohteen kuvaus

Seuraamusluokka CC2	$K_{FI} = 1,0$
Betoni	C30/37
Rauditus	A500HW
Rakenteen suunniteltu käyttöikä	50 vuotta
Rasitusluokka XC3, XD1, XF1	Betonipeitteen nimellisarvo 40 mm
	Suoraan maata vasten valettaessa 50 mm

Täyttömaa (sora)

Tilavuuspaino	$\gamma_{k1} = 19 \text{ kN/m}^3$
Leikkauskestävyysskulma (kitkakulma)	$\varphi'_{k1} = 37^\circ$

Pohjamaa (murske)

Tilavuuspaino	$\gamma_{k2} = 22 \text{ kN/m}^3$
Leikkauskestävyysskulma (kitkakulma)	$\varphi'_{k2} = 42^\circ$

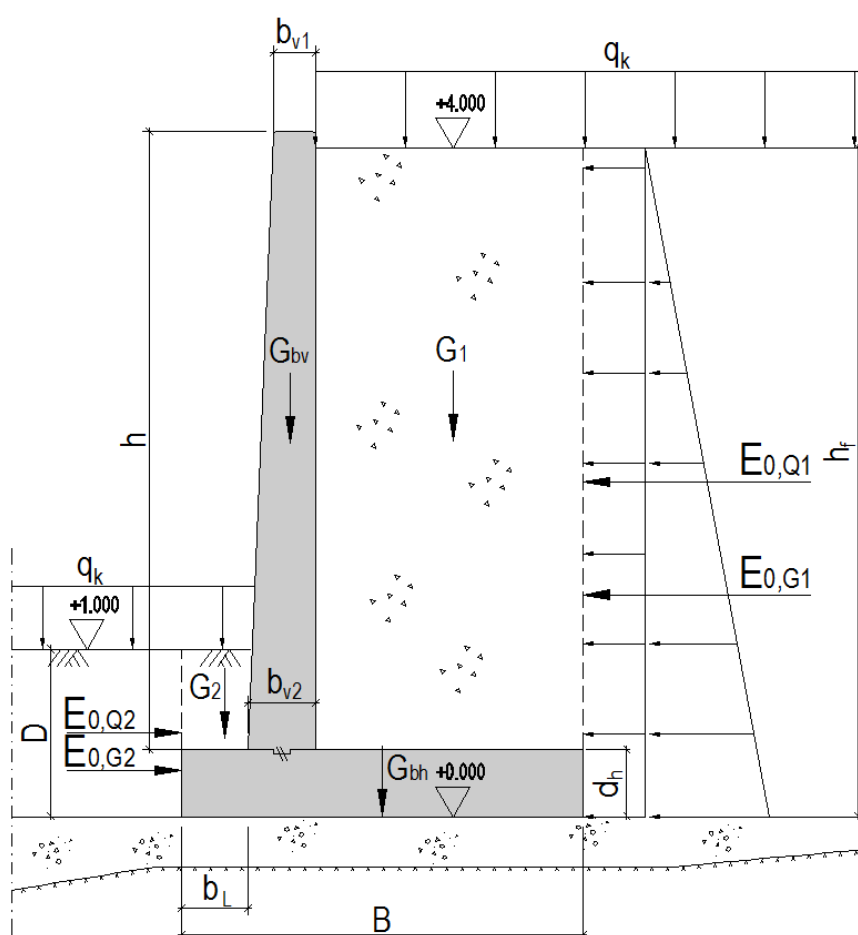
Ulkoiset kuormat

Piha-alueen liikennekuorma	$q_k = 20 \text{ kN/m}^2$
----------------------------	---------------------------

Määritetään tukimuurille vaadittavat mitat kanto- ja liukumiskestävyys sekä kaatuminen huomioiden. Lisäksi tehdään rakennetekninen mitoitus murtorajatilassa taivutus- ja leikkauskestävyydelle sekä käyttörajatilassa halkeilulle.

Tukimuurin mitat (iteroinnin tuloksena), vaikuttavat voimasuureet ja maanpinnan korkeudet on esitetty kuvassa 30.

Tukimuurin seinän korkeus $h = 3,6$ m, paksuus yläpäässä $b_{v1} = 0,25$ m ja alapäässä $b_{v2} = 0,4$ m. Tukimuurin perustamissyvyys $D = 1,0$ m ja pohjalaatan korkeus $d_h = 0,4$ m. Pohjalaatan etuosan leveys $b_L = 0,4$ m ja pohjalaatan kokonaisleveys $B = 2,55$ m.



Kuva 30. Kulmatukimuurin mitat ja vaikuttavat voimasuureet

7.1 Geotekniset laskelmat

Tukimuurin edessä ja taustalla maanpinta on vaakatasossa (kulma $\beta = 0^\circ$), joten lepopaine kertoimeksi saadaan

$$K_0 = (1 - \sin \phi') = 0,40$$

Virtuaalisen seinän korkeus h_f tukimuurin taustalla on nyt suoraan täyttömaan, perustamissyvyyden ja pohjalaatan korkeuden avulla laskettuna

$$h_f = h + D - d_h = 4,0 \text{ m}$$

Kuormien ominaisarvot (GEO-/STR -rajatilat)

Maan omapaino

$$\text{taustan puolella} \quad G_1 = \gamma_{k1} (B - b_L - b_{v2}) h$$

$$\text{edustan puolella} \quad G_2 = \gamma_{k1} b_L (D - d_h)$$

Pintakuorma

$$\text{taustan puolella} \quad Q_1 = (B - b_L - b_{v2}) q_k$$

$$\text{edustan puolella} \quad Q_2 = b_L q_k$$

Kulmatukimuurin oma paino

$$\text{pystymuuri} \quad G_{bv} = h \left(\frac{b_{v1} + b_{v2}}{2} \right) \gamma_b$$

$$\text{pohjalaatta} \quad G_{bh} = B d_h \gamma_b$$

Lepopaineen ominaisarvot

Täyttömaasta

$$\text{taustan puolella} \quad E_{0,G1} = K_0 \gamma_{k1} h_f^2 \frac{1}{2}$$

$$\text{edustan puolella} \quad E_{0,G2} = K_0 \gamma_{k1} D^2 \frac{1}{2}$$

Pintakuormasta

$$\text{taustan puolella} \quad E_{0,Q1} = K_0 q_k h_f$$

$$\text{edustan puolella} \quad E_{0,Q2} = K_0 q_k D$$

Momenttien ominaisarvot pohjalaatan keskipisteen suhteen

Tukevat momentit:

$$\text{Maan paino taustan puolella} \quad M(G_1) = G_1 \left(\frac{B}{2} - \frac{B - b_L - b_{v2}}{2} \right)$$

$$\text{Pintakuorma taustan puolella} \quad M(Q_1) = Q_1 \left(\frac{B}{2} - \frac{B - b_L - b_{v2}}{2} \right)$$

$$\text{Lepopaine täyttömaasta edustan puolelta} \quad M(E_{0,G2}) = E_{0,G2} \frac{D}{3}$$

$$\text{Lepopaine pintakuormasta edustan puolelta} \quad M(E_{0,Q2}) = E_{0,Q2} \frac{D}{2}$$

Kaatavat momentit:

$$\text{Maan paino edustan puolella} \quad M(G_2) = G_2 \left(\frac{B}{2} - \frac{b_L}{2} \right)$$

$$\text{Pintakuorma edustan puolella} \quad M(Q_2) = Q_2 \left(\frac{B}{2} - \frac{b_L}{2} \right)$$

$$\text{Lepopaine täyttömaasta taustan puolelta} \quad M(E_{0,G1}) = E_{0,G1} \frac{h_f}{3}$$

$$\text{Lepopaine pintakuormasta taustan puolelta} \quad M(E_{0,Q1}) = E_{0,Q1} \frac{h_f}{2}$$

$$\text{Tukimuurin seinältä} \quad M(G_{bv}) = G_{bv} \left(\frac{B}{2} - b_L - \frac{b_{v2}}{2} \right)$$

Kokonaismomentti pohjalaatan keskipisteen suhteen saadaan myötä- ja vastapäivään vaikuttavien momenttikomponenttien summana. Tavalla DA2 laskettaessa suoritetaan kuormien ja kuormien vaikutusten laskenta mitoitusarvoilla ja tavalla DA2* ominaisarvoilla. Kokonaismomentin ja pystysuoran kuormituksen suhteena saadaan kuormitusyhdistelmäkohtaisesti kuorman epäkeskisyys pohjalaatassa ja perustuksen tehokas leveys.

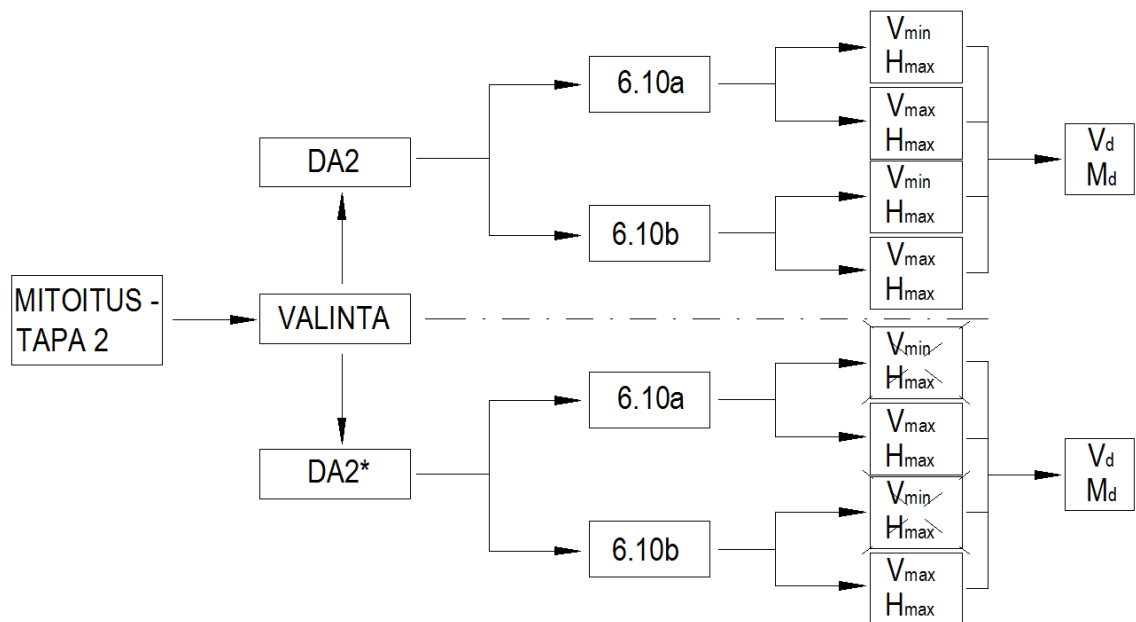
$$e_d = \frac{\Sigma M_d}{\Sigma V_d}$$

$$B' = B - 2e_d$$

Kuormien ominais- ja mitoitusarvojen perusteella määritetään pysty- ja vaakakuormien yhdistelmät $V_{\min} H_{\max}$ ja $V_{\max} H_{\max}$ yhtälöillä 6.10a ja 6.10b, joita käytetään mitoittavien momentti- ja pystykuormitusten laskennassa alla olevien kuormitusyhdistelmien ja kuvan 31 mukaisesti

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} \quad (\text{EC0: 6.10a})$$

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{EC0: 6.10b})$$



Kuva 31. Mitoittavien voimasuureiden määrittäminen.

Molempia menetelmiä DA2 ja DA2* ei ole tarpeen tarkastella. Tässä esimerkkilaskelmassa on kuitenkin havainnollistamisen vuoksi koottu taulukkoon molemmilla laskentatavoilla saadut kuormitusyhdistelmäkohtaiset perustuksen epäkeskisyys ja teholliset leveydet. Mitoittavaksi laskentatavaksi on tässä tarkastelussa valittu DA2*.

Taulukko 14. Kuormitusyhdistelmäkohtaiset voimasuureet, epäkeskisyydet ja teholliset leveydet.

Mitoitusuure		Mitoitustapa DA2				Mitoitustapa DA2*				Yksikkö
		6.10a		6.10b		6.10a		6.10b		
		V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}	V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}	V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}	V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}	
Kuormakomponenttien ominaisarvot	G ₁	119,7								
	G ₂	4,6								
	Q ₁	35,0								
	Q ₂	8,0								
	G _{bw}	29,3								
	G _{th}	25,5								
	E _{0,G1}	60,5								
	E _{0,G2}	3,8								
	E _{0,Q1}	31,9								
	E _{0,Q2}	8,0								
Kuormakomponenttien mitoitusarvot	G _{1,d}	107,7	161,6	107,7	137,7	119,7	119,7	119,7	119,7	kN/m
	G _{2,d}	4,1	6,2	4,1	5,2	4,6	4,6	4,6	4,6	
	Q _{1,d}	*	*	*	52,5	*	*	*	35,0	
	Q _{2,d}	*	*	*	12,0	*	*	*	8,0	
	G _{bw,d}	26,3	39,5	26,3	33,6	29,3	29,3	29,3	29,3	
	G _{th,d}	23,0	34,4	23,0	29,3	25,5	25,5	25,5	25,5	
	E _{0,G1,d}	81,7	81,7	69,6	69,6	60,5	60,5	60,5	60,5	
	E _{0,G2,d}	3,4	3,4	3,4	3,4	3,8	3,8	3,8	3,8	
	E _{0,Q1,d}	*	*	47,8	47,8	*	*	31,9	31,9	
	E _{0,Q2,d}	*	*	**	**	*	*	**	**	
Σ V _d		161,1	241,7	161,1	270,4	179,0	179,0	179,0	222,0	
Σ H _d		78,3	78,3	114,0	114,0	56,7	56,7	88,6	88,6	
Kuormien vaikutusten mitoitusarvot	M(G _{1,d})	43,1	64,6	43,1	55,1	47,9	47,9	47,9	47,9	kNm/m
	M(Q _{1,d})	*	*	*	21,0	*	*	*	14,0	
	M(E _{0,G2,d})	1,1	1,1	1,1	1,1	1,3	1,3	1,3	1,3	
	M(E _{0,Q2,d})	*	*	**	**	*	*	**	**	
	M(G _{bw,d})	17,8	26,7	17,8	22,7	19,7	19,7	19,7	19,7	
	M(G _{2,d})	4,4	6,6	4,4	5,6	4,9	4,9	4,9	4,9	
	M(Q _{2,d})	*	*	**	12,9	*	*	**	8,6	
	M(E _{0,G1,d})	108,9	108,9	92,8	92,8	80,7	80,7	80,7	80,7	
	M(E _{0,Q1,d})	*	*	95,6	95,6	*	*	63,7	63,7	
Σ M _d		86,9	76,4	166,3	152,4	56,2	56,2	119,9	114,5	
e _d		0,54	0,32	1,03	0,56	0,31	0,31	0,67	0,52	m
B'		1.471	1.917	0.485	1.423	1.922	1.922	1.210	1.518	

* Kuormaa tai kuorman vaikutusta ei huomioida kyseeseen tulevalla kuormitusyhdistelmällä

** Kyseessä edullinen muuttuva kuorma, jonka osavarmuuskerroin γ_Q = 0

Taulukon sarakkeissa on tähdellä merkittyjä kohtia kuormakomponenttien ja kuormien vaikutusten paikalla, mikäli kyseistä kuormaa ei oteta kuormitusyhdistelmässä huomioon tai muuttuva kuorma on edullinen, jonka vuoksi sitä ei huomioida.

Mitoitustavalla DA2* tulee vielä tarkistaa, ettei epäkeskisyys ylitä pohjalaatan kokonaisleveyden kolmannesta.

$$e_d \leq \frac{1}{3} B \rightarrow 0,67 \text{ m} \leq \frac{1}{3} B = 0,85 \text{ m}$$

Kantokestävyys

Perustusten kantokestävyys voidaan laskea analyttisellä menetelmällä käyttäen SFS-EN 1997-1 liitteen D mukaista menetelmää ja annettuja maaparametrien arvoja. Vaihtoehtoisesti kantokestävyys voidaan saada erikseen geosuunnittelijalta saatuna tai tunnetuna kantokestävyysarvona R/A' (kPa).

Tässä laskentaesimerkissä kantokestävyys saadaan geoteknisen suunnittelijan määrittämänä arvona. Liitteessä 5 on esitetty kantokestävyysarvon määrittäminen analyttisellä menetelmällä mukaisesti laskentaesimerkin lähtötiedoilla.

$$\frac{R}{A'} = 500,0 \text{ kPa}$$

Kantokestävyysarvon R/A' saadaan pystykuorman mitoitusarvo kertomalla ominaisarvo pohjalaatan tehollisella leveydellä B' taulukon 14 mukaan ja jakamalla kantokestävyysarvon osavarmuudella $\gamma_{R,v} = 1,55$.

$$R_d = \frac{\frac{R}{A'} B'}{\gamma_{R,v}} = 390,3 \text{ kN}$$

Murtorajatilaehdot tarkastettaessa menetelmällä DA2* mitoittavalle pystykuormalle käytetään aina epäedullisia osavarmuuslukuja, vaikka tarkasteltava mitoitusolosuhteiden tilanne olisi $V_{\min} H_{\max}$. Tarkistetaan, ettei annetun kantokestävyysarvon ylity vastaavalla murtorajatilan kuormitusyhdistelmällä.

$$V_d(6.10b) = 1,15 (G_1 + G_2 + G_{bv} + G_{bh}) = 205,9 \text{ kN}$$

Alla oleva epäyhtälö toteutuu näin ollen kaikilla murtorajatilan kuormitusyhdistelmillä

$$V_d \leq R_d$$

Liukumiskestävyys

Liukumiskestävyysarvon kannalta mitoittava arvo saadaan taulukosta yhdistelmällä $V_{\min} H_{\max}$.

$$H_d \leq R_d + R_{pd}$$

Liukumista vastustavalle pystykuormalle käytetään samaa kuormitusyhdistelmää, mitä käytettiin vaakavoiman kohdalla. Pohjalaatan eteen lepopaineesta aiheutuva vastustava voima R_{pd} jätetään huomiotta.

Paikalla valetulla rakenteella pohjalaatan ja maan välisenä kitkakulmana käytetään tehokasta leikkauskestävyyskulman arvoa $\delta_k = \varphi'$. Liukumiskestävyysarvon mitoitusarvo R_d

saadaan jakamalla pystykuormasta laskettu ominaisarvo liukumiskestävyyden osavarmuusluvulla $\gamma_{R,h}=1,1$.

$$R_d = \frac{V'_d \tan(\delta_k)}{\gamma_{R,h}} = \frac{\gamma_{Gk,inf} \sum G_k \tan(\delta_k)}{\gamma_{R,h}} = 131,9 \text{ kN}$$

Vastaavalla kuormitusyhdistelmällä taulukosta 14 voidaan lukea vaakakuorman mitoitusarvo

$$H_d = 114,0 \text{ kN}$$

Kestävyys liukumista vastaan on riittävä, sillä seuraava epäyhtälö on voimassa

$$H_d \leq R_d$$

EQU-Rajatila

Kuormitusyhdistelmä on luvussa 3.1 esitetyn kaavan 3.4 mukaan

$$1,1 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kuormien arvot lasketaan vastaavasti kuin geo -rajatilassa, mutta lepopaine kertoimen laskentaan käytetään EQU-rajatilassa leikkauskestävyysskulman mitoitusarvoa ϕ'_d , jonka vuoksi lepopaine kertoimen ja sitä kautta myös vaakakuormien arvot muuttuvat.

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi'_k}{\gamma_\phi} \right] = 31,1^\circ$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi'_d) = 0,48$$

Kaatumisakselin oletetaan olevan pohjalaatan etureunassa. Lasketaan kaatavat ja tukevat momentit kaatumisakselin suhteen ja kerätään tulokset taulukkoon 15.

Taulukko 15. Kaatavat ja tukevat momentit pohjalaatan kaatumiskiertopisteen suhteen.

Kuormakomponenttien ominaisarvot			Kuormakomponenttien mitoitusarvot			Tukevat momentit			Kaatavat momentit			
G ₁	119,7	kN/m	G ₁	107,7	kN/m	M(G ₁)	180,4	kNm/m	M(E ₀ G ₁)	107,8	kNm/m	
G ₂	4,6		G ₂	4,1		M(Q ₁)	**		M(E ₀ Q ₁)	116,0		
Q ₁	35,0		Q ₁	**		M(E ₀ G ₂)	1,4		ΣM _{d,stat} 223,8			
Q ₂	8,0		Q ₂	**		M(E ₀ Q ₂)	**					
G _{bv}	29,3		G _{bv}	26,3		M(G _{bv})	15,8		kNm/m			
G _{bh}	25,5		G _{bh}	23,0		M(G _{bh})	29,3					
E ₀ G ₁	73,5		E ₀ G ₁	80,8		M(G ₂)	0,8					
E ₀ G ₂	4,6		E ₀ G ₂	4,1		M(Q ₂)	**					
E ₀ Q ₁	38,7		E ₀ Q ₁	58,0		ΣM _{d,stab} 227,7						
E ₀ Q ₂	9,7		E ₀ Q ₂	**								

** Kyseessä edullinen muuttuva kuorma, jonka osavarmuuskerroin $\gamma_Q = 0$

Kaatumistarkastelussa seuraava epäyhtälö on voimassa, sillä taulukon 15 mukaan

$$M_{d.stb} > M_{d.dst}$$

7.2 Rakennetekniset laskelmat

Mitoittavien voimasuureiden määrittäminen

Rakenneteknisissä laskelmissa kuormien oletetaan kohdistuvan suoraan betonirakenteen, eikä pohjalaatan takana olevaan virtuaaliseen seinään, kuten geoteknisen mitoituksen yhteydessä.

Tukimuurin seinä

Pystymuurin rakenneteknistä mitoitusta varten määritetään momentti ja leikkausvoima pystymuurin ja pohjalaatan liitoksen kohdalla käyttö- ja murtorajatilassa. Tukimuurin seinälle tulee kuormitusta täyttömaan ja pintakuorman aiheuttamasta lepopaineesta.

Lepopaineen aiheuttamat leikkausvoimat pystymuurille

Täyttömaasta

taustan puolella	$E_{0,G1} = K_0 \gamma_{k1} h^2 \frac{1}{2}$
	$E_{0,G1,d} = \gamma_G K_{FI} K_0 \gamma_{k1} h^2 \frac{1}{2}$
edustan puolella	$E_{0,G2} = K_0 \gamma_{k1} (D - d_h)^2 \frac{1}{2}$
	$E_{0,G2,d} = \gamma_G K_{FI} K_0 \gamma_{k1} (D - d_h)^2 \frac{1}{2}$

Pintakuormasta

taustan puolella	$E_{0,Q1} = K_0 q_{k1} h$
	$E_{0,Q1,d} = \gamma_Q K_{FI} K_0 q_k h$
edustan puolella	$E_{0,Q2} = K_0 q_k (D - d_h)$
	$E_{0,Q2,d} = \gamma_Q K_{FI} K_0 q_k (D - d_h)$

Leikkausvoiman resultantti pystymuurin juuressa saadaan laskettua vaakakomponenttien summana

$$\Sigma S_d = E_{0,G1,d} + E_{0,Q1,d} - E_{0,G2,d} - E_{0,Q2,d}$$

Lepopaineen aiheuttamat momentit pystymuurille

Täyttömaasta

$$\text{taustan puolella} \quad M(E_{0,G1,d}) = E_{0,G1,d} h/3$$

$$\text{edustan puolella} \quad M(E_{0,G2,d}) = E_{0,G2,d} (D - d_h)/3$$

Pintakuormasta

$$\text{taustan puolella} \quad M(E_{0,Q1,d}) = E_{0,Q1,d} h/2$$

$$\text{edustan puolella} \quad M(E_{0,Q2,d}) = E_{0,Q2,d} (D - d_h)/2$$

Mitoitusmomentti pystymuurin juuressa saadaan laskettua vaakakomponenttien aiheuttamien momenttien summana

$$\Sigma M_d = M(E_{0,G1,d}) + M(E_{0,Q1,d}) - M(E_{0,G2,d}) - M(E_{0,Q2,d})$$

Kuormitusyhdistelmillä 6.10a ja 6.10b lasketaan edellä määritellyt leikkausvoiman ja momentin mitoitusarvot murtorajatilassa. Käyttörajatilassa määritetään vastaavan momentin arvo pitkäaikaisella kuormitusyhdistellä halkeilutarkastelua varten.

Taulukko 16. Tukimuurin seinän mitoittavat voimasuureet.

Kuormitusyhdistelmät		6.10a	6.10b	Yksikkö
Kuormakomponenttien ominaisarvot	$E_{0,G1}$	49,0		kN/m
	$E_{0,G2}$	1,4		
	$E_{0,Q1}$	28,7		
	$E_{0,Q2}$	4,8		
Kuormakomponenttien mitoitusarvot	$E_{0,G1,d}$	66,2	56,4	kN/m
	$E_{0,G2,d}$	1,2	1,2	
	$E_{0,Q1,d}$	*	43,0	
	$E_{0,Q2,d}$	*	**	
Leikkausvoima murtorajatilassa	ΣS_d	65,0	98,2	
	$M(E_{0,G1})$	58,8	58,8	kNm/m
	$M(E_{0,G2})$	0,3	0,3	
	$M(E_{0,Q1})$	*	15,5	
	$M(E_{0,Q2})$	*	**	
Momentti käyttörajatilassa	ΣM_k	58,6	74,0	
	$M(E_{0,G1,d})$	79,4	67,7	kNm/m
	$M(E_{0,G2,d})$	0,4	0,4	
	$M(E_{0,Q1,d})$	*	77,4	
	$M(E_{0,Q2,d})$	*	**	
Momentti murtorajatilassa	ΣM_d	79,0	144,7	

* Kuormaa tai kuorman vaikutusta ei huomioida kyseeseen tulevalle kuormitusyhdistelmälle

** Kyseessä edullinen muuttuva kuorma, jonka osavarmuuskerroin $\gamma_Q = 0$

Pohjalaatta

Pohjalaatan **alapinnan** rakenteellisesti mitoittavasta pohjapaineesta on vähennetty yläpuolisen maamassan ja anturan omanpainon aiheuttama osuus taulukoiden 14 ja 17 mukaan kuormitusyhdistelmäkohtaisesti.

$$\Sigma V_{d,red} = \Sigma V_d - (G_1 + G_2 + G_{bh})$$

$$p_{Ed,red} = \frac{\Sigma V_{d,red}}{B'}$$

Taulukko 17. Tukimuurin pohjalaatan alapinnan mitoittavat voimasuureet.

Mitoitus suure	6.10a		6.10b		Yksikkö
	V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}	V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}	
$\Sigma V_{d,red}$	39,5	39,5	98,1	98,1	kN/m
B'	1,922	1,922	1,210	1,518	m
$p_{Ed,red}$	20,5	20,5	81,1	64,6	kPa
$M_{Ed}(p_{Ed,red}; c_1)$	1,6	1,6	6,5	5,2	kNm/m
$M_{Ed}(p_{Ed,red}; c_2)$	12,9	12,9	6,8	16,7	

Pohjapaine aiheuttaa pohjalaatan alapintaan momentin, jonka arvo lasketaan pystymuurin reunassa olevissa poikkileikkauksissa kuormitusyhdistelmäkohtaisesti pohjalaatan tehokkaan leveyden perusteella. Mittasuureilla c_1 ja c_2 tarkoitetaan pohjapaineen kuormittavan ulokkeen leveyttä luvun 6.1 ja kuvan 14 mukaisesti.

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed,red} \max(c_1; c_2)^2}{2} = 16,7 \text{ kNm/m}$$

Pohjalaatan **yläpinnan** rakenteellisesti mitoittava pohjapaine lasketaan yläpuolisen maamassan ja pintakuorman summan perusteella.

$$p_{maa} = \frac{G_{1,d} + Q_{1,d}}{B - b_L - b_{v2}} = 108,7 \text{ kPa}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_{maa} (B - b_L - b_{v2})^2}{2} = 166,4 \text{ kNm/m}$$

Rakenteiden mitoitus voimasuureille

Mitoittavien taivutusmomenttien perusteella lasketaan vaadittavat rauditusmäärät pystymuurin juuressa ja pohjalaatan ylä- ja alapinnassa. Lisäksi tarkistetaan leikkauskestävyys mitoittavissa poikkileikkauksissa ja tehdään halkeamaleveydestarkastelu rasitusluokien suhteen.

Tukimuurin seinä

Seinän juuressa taulukossa 16 lasketun momentin ja luvun 6.1 taivutuskestävyyden laskentausekkeiden perusteella vaaditaan raudoitusmäärä

$$A_s = \frac{\sum M_d}{z f_{yd}} = 1018,7 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Vastaavassa poikkileikkauksessa olevassa saumassa käytetään pohjalaatan ja seinän välillä lauraa 100x25, joten rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo eri aikaan valettujen rakenteiden laskentakaavoilla

$$V_{Rd} = v_{Rdi} b_i = 617,0 \text{ kN}$$

Pohjalaatan ja tukiseinän saumassa vaikuttaa taulukon 16 mukaan leikkausvoima $\sum S_d = 98,2 \text{ kN/m}$, joten sauman leikkauskestävyys riittää.

Halkeamaleveyden tarkastamisen yhteydessä käytetään taulukossa 16 laskettua käyttö-rajatilan pitkäaikaisyhdistelmällä laskettua momenttia $\sum M_k = 74,0 \text{ kNm/m}$.

Suurin halkeamaväli $s_{r,max}$ määritetään kaavalla

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 359,5 \text{ mm}$$

Venymien erotus $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ lasketaan kaavasta

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s-kt} \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 5,07 * 10^{-4}$$

Halkeamaleveys w_k lasketaan kaavalla

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,18 \text{ mm}$$

Rasitusluokan mukainen halkeamaleveyden raja-arvo $w_{max} = 0,3 \text{ mm}$, joten vaatimus täyttyy.

Seinän vaakaraudoituksen yhteenlaskettu minimiteräsmäärä

$$A_{s,hmin} = \max(0,25 A_{sv}; 0,001 A_c) = 254,7 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Seinän pystyraudoituksen minimiteräsmäärä taivutetun seinän tapauksessa

$$A_{s,vmin} = \max(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d) = 528 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Toisaalta seinän vähimmäisalan mukaan laskettu pystyraudoituksen minimiarvo poikkileikkauksessa

$$A_{s,vmin} = 0,002 A_c = 650 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pohjalaatta

Pohjalaatan ala- ja yläpinnassa vaadittavat raudoitusmäärät mitoitusmomenttien perusteella

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} = 123,6 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (\text{alapinta})$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} = 1106,5 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (\text{yläpinta})$$

Tarkistetaan, onko minimiraidoitus merkitsevä

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d; 0,0013 b_t d\right) = 512,1 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Minimiraidoitusmäärä on näin ollen merkitsevä pohjalaatan alapinnassa.

Leikkauskestävyys lasketaan luvussa 6.2.1 esitetyllä leikkausraudoittamattoman rakenteen kaavalla 6.11

$$V_{Rd,c} = 171,0 \text{ kN/m}$$

Pohjapaineesta aiheutuva leikkausvoiman mitoittava arvo lasketaan tehollisen korkeuden d päässä pystymuurin reunasta olevassa poikkileikkauksessa. Leikkausvoiman mitoittava arvo määräytyy ala- tai yläpinnassa vaikuttavan kuormituksen perusteella.

$$V_d [\max(p_{Ed,red}; p_{maa})] = 167,0 \text{ kN/m}$$

Leikkausraudoittamattoman pohjalaatan kestävyys on riittävä, sillä $V_{Rd,c} \geq V_d$.

Pohjalaatan halkeamaleveyden tarkastamisen yhteydessä käytetään käyttörajatilan pitkäaikaisyhdistelmällä ala- tai yläpinnan kuormituksen mukaan laskettua momenttia. $\sum M_k = 113,9 \text{ kNm/m}$.

Suurin halkeamaväli $s_{r,max}$ määritetään kaavalla

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 338,9 \text{ mm}$$

Venymien erotus $\epsilon_{sm} - \epsilon_{sm}$ lasketaan kaavasta

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s-kt} \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 7,11 * 10^{-4}$$

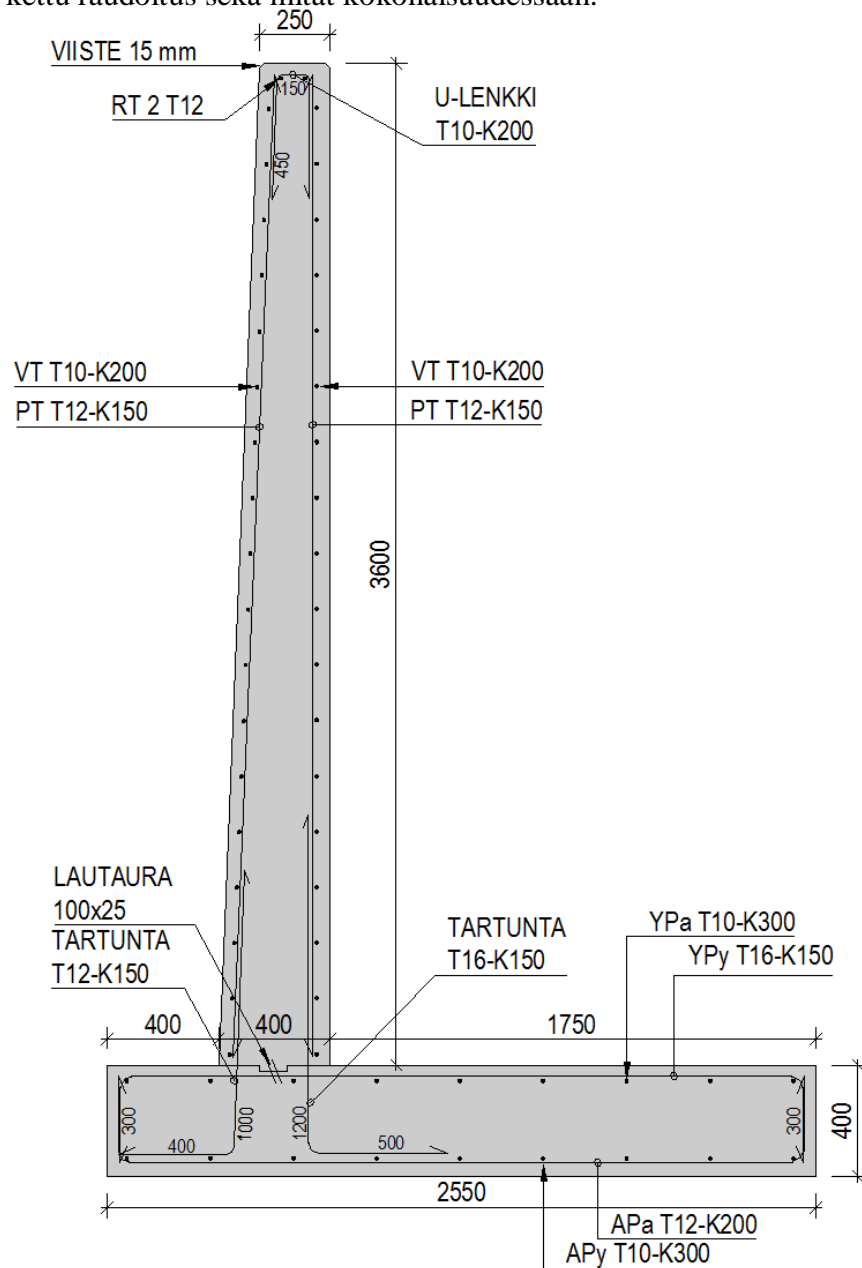
Halkeamaleveys w_k lasketaan kaavalla

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,24 \text{ mm}$$

Rasitusluokan mukainen halkeamaleveyden raja-arvo $w_{max} = 0,3 \text{ mm}$, joten vaatimus täyttyy.

Raudituksen yhteenveto

Kuvaan 32 on koottu kulmatukimuurin rasituksien ja minimiteräsmäärien mukaan laskettu rauditus sekä mitat kokonaisuudessaan.



Kuva 32. Kulmatukimuurin mitat ja esimerkkirauditus.

8. JOHTOPÄÄTÖKSET

Kulmatukimuurin geo- ja rakenneteknisen mitoituksen suunnittelukokonaisuuden toteuttaminen vaatii suunnittelijalta useiden eri rajatilojen tarkastelua rajatiloille ominaisilla suunnitteluperusteilla. Kokonaisuuden kannalta vaaditaan suunnitteluperusteiden lisäksi kuormitusyhdistelmien, kuormien ja kuormien vaikutusten, geoteknisen ja rakenneteknisen mitoituksen hallintaa. Kohteen vaativuudesta riippuen määräytyy geoteknisen suunnittelijan ja rakennesuunnittelijan työnjako. Kulmatukimuurin mitoituksessa vaaditaan näiden kahden suunnittelijan hyvää yhteistyötä vaatimukset täyttävän rakenteen suunnittelemiseksi.

Eurokoodissa annetaan kulmatukimuurin dimensioiden määrittämiseen kanto- ja liukumiskestävyys suhteen kaksi vaihtoehtoista laskentatapaa. Kulmatukimuurin geoteknisen mitoituksen yhteydessä päästään pienempiin pohjalaatan dimensioihin käyttämällä laskentamenetelmää DA2* verrattuna menetelmään DA2. Pohjalaatan tehokkaiden leveyksien laskennassa menetelmällä DA2 osavarmuuskertoimet ovat jo mukana maanpaineiden määrittämisessä, jolloin vaakakuormien resultantit ja kokonaisresultantin etäisyys pohjalaatan keskipisteestä on näin ollen myös suurempi. Epäkeskisyyden kasvassa pohjalaatan tehokas leveys pienenee ja pohjalaatasta on tehtävä kokonaisuudessaan leveämpi, jotta mitoitus ehdot voidaan toteuttaa, kuten samoilla lähtöarvoilla laske-
tulla mitoitus tavalla DA2*.

Mitoitustavalla DA2 voidaan käyttää rakennetta rasittavien kuormien ja kuormien vaikutusten mitoitusarvoina rakenneteknisessä mitoituksessa ja laskennassa samoja arvoja, mitä on käytetty kantokestävyyden ja tehokkaan leveyden laskennassa. Perustuksen tehokkaan leveyden ja kokonaisleveyden mukaan määräytyvät pohjalaatan ala- ja yläpintaa rakenteellisesti rasittavat voimasuureet. Pystykuorman resultantin epäkeskisyydet poikkeavat toisistaan mitoitus tapojen DA2 ja DA2* välillä, joten geo- ja rakenneteknisiä laskelmia ei voi suoraan yhdistää. Geoteknisen mitoituksen kannalta olisi edullista käyttää tapaa DA2* ja rakenteellinen mitoitus käytännössä suoritetaan tavalla DA2.

Haasteita geo- ja rakenneteknisen mitoituksen yhdistämiseen aiheuttaa lisäksi rajatilojen yhdistäminen. Geoteknisessä mitoituksessa määritetyt dimensiot eivät välttämättä ole riittäviä rakenteellisen mitoituksen yhteydessä tehtävissä taivutus- ja leikkauskestävyystarkasteluissa tai halkeilun rajoittamisen kannalta. Tämän vuoksi kulmatukimuurin mittoja voidaan joutua muuttamaan geoteknisen mitoituksen yhteydessä tehtyjen valintojen jälkeen. Dimensioiden kasvattaminen rajoittuu lähinnä poikkileikkauksien korkeuden muutoksiin, jolla saadaan rakenteellisesti lisää kapasiteettia kestävyteen. Tästä ei aiheudu epävarmuutta geotekniseen mitoitukseen, sillä muutokset ovat

geoteknisten rajatilojen tarkasteluun yleensä merkityksettömiä, eikä niitä ole tarpeen tarkastella enää uudelleen.

Merkittävimmät rasitukset tukimuurin raudoituksen laskennassa syntyvät seinän juuressa olevaan liitokseen, jossa vaaditaan raudoitukselta yleensä suurinta kapasiteettia. Toisaalta kapasiteettia vaaditaan raudoitukselta myös pohjalaatan yläpinnassa, kun pohjapaine kuormista jakautuu pienelle tehokkaan leveyden alueelle tukimuurin pohjalaatan etulaipalle ja pohjalaatan yläpintaan syntyy merkittäviä vetojännityksiä yläpuolisen maan ja pintakuormien painosta. Sen sijaan pohjalaatan alapinnassa vaadittava laskennallinen raudoitusmäärä jää monissa tapauksissa hyvin pieneksi ja vähimmäisraudoitus tulee määrääväksi. Tämä johtuu kulmatukimuurin rakenteesta ja siihen tyypillisesti vaikuttavista pysty- ja vaakakuormien suhteesta, jotka aiheuttavat kuorman jakautumisen hyvin epäkeskeisesti maapohjaan tehokkaan leveyden alalle, kun laskennassa pyritään kulmatukimuurin dimensioiden minimointiin ja kapasiteetin tehokkaaseen hyödyntämiseen.

Kulmatukimuurin mitoituksessa ja dimensioiden valinnassa tulee huomioida, että geotekninen mitoitus poikkeaa luonteeltaan merkittävästi tavanomaisesta rakenneteknisestä mitoituksesta. Geoteknisessä mitoituksessa on ylimääräistä epävarmuutta johtuen maaparametreille määritellyistä ominaisarvoista ja niiden mahdollisista poikkeamista todellisiin arvoihin verrattuna. Tämän vuoksi ei ole käytännön kohteessa järkevää mitoitaa kulmatukimuurin dimensioita äärimmilleen, sillä kuormilla ja kuormien vaikutuksilla sekä niiden muutoksilla on riippuvuus geotekniikassa myös tarkasteltavan rajatilan kestävyys. Varsinkin kulmatukimuurin liukumiskestävyttä ja varmuutta kaatumisen suhteen tutkittaessa mitoitusehtoien toteutuminen on suoraan verrannollinen liukumista estävien pystykuormien ja kaatumisen suhteen stabiloivien kuormien suuruuteen. Kaatumistarkastelussa pysyvien kuormien ollessa hallitsevia jää kokonaisvarmuus hyvin pieneksi johtuen staattisen tasapainorajatilan mukaisista osavarmuusluvusta, jolloin on syytä käyttää harkintaa ja varovaisuutta mitoituksen yhteydessä.

Rakennesuunnittelussa on totuttu käyttämään kantokestävyyttä tarkasteltaessa geotekniseltä suunnittelijalta saatavaa kiinteää sallitun pohjapaineen arvoa. Todellisuudessa perustuksen kantokestävyydelle ei voida asettaa kiinteää arvoa, vaan kantokestävyyteen vaikuttaa maaperän ominaisuuksien ja perustussyvyyden lisäksi kuormitusyhdistelmäkohtaiset kuormien mitoitusarvot ja perustuksen teholliset leveydet. Näin ollen jokaiselle kuormitusyhdistelmälle on valitun mitoitusarvon mukaisesti olemassa sille ominainen kantokestävyyden mitoitusarvo.

Kulmatukimuurin mitoitus vaatii suunnittelijalta useiden eri näkökulmien punnitsemista ja huomiointia. Suunnittelussa tulee huolehtia geo- ja rakenneteknisesti järkevän kokonaisuuden aikaan saamisesta rakenteelle asetetut vaatimukset täyttäen.

LÄHTEET

- [1] Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Osa 6: Perustukset. (Leaflet 6) Versio 22.1.2010. Rakennustuoteteollisuus RTT ry, betonteollisuus –jaosto. 10 s.
- [2] Jääskeläinen R. Geotekniikan perusteet. Tampere 2009. 332 s.
- [3] Rantamäki, M. Tammirinne, M. Pohjarakennus. Otatieto 465. 11. muuttumaton painos. Helsinki 2000, Otatieto. 232 s.
- [4] SFS-EN 1990. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. 2006, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 184 s.
- [5] Kerokoski, O. RTEK-3210 Teräsbetonirakenteet. Luentomateriaali 2012. Tampere 2012, Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan laitos. Versio 15.1.2013. 292 s.
- [6] Leskelä, M. by210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. Helsinki 2008. Suomen betoniyhdistys ry. 711 s.
- [7] Eurokoodin soveltamisohje. Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. 2013, Liikennevirasto. 75 s.
- [8] SFS-EN 1997. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. 2005, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 155 s.
- [9] RIL 207-2009. Geotekninen suunnittelu. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki 2009, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 244 s.
- [10] NA SFS EN 1997-1. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1997-1. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1 - Yleiset säännöt. 2007, Ympäristöministeriö. 11 s.
- [11] Eurokoodin soveltamisohje. Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet – NCCI 1. 2014.
- [12] NA SFS EN 1990. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. 2007, Ympäristöministeriö. 8 s.
- [13] RIL 263-2014. Kaivanto-ohje. Tampere 2014, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Suomen Geoteknillinen Yhdistys SGY ry. 208 s.

- [14] Perustusten ja tukimuurien rakennustekninen suunnittelu, kallionvaraan perustaminen. Saatavissa: <https://noppa.aalto.fi/noppa/kurssi/rak-11.2100/luennot>. Viitattu 31.1.2015.
- [15] RIL 266-2014. Kalliopultitusohje. Tampere 2014, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, Maanalaisten tilojen rakentamisyhdistys ry. 52 s.
- [16] RIL 263-2014 Kaivanto-ohje. Tampere 2014, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 208 s.
- [17] JP BOX Suunnittelu- ja mitoitusohjelma. A-Insinöörit Suunnittelu Oy.
- [18] SFS-EN 1992. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2005, Suomen Standardisoimisliitto SFS. 217 s.
- [19] NA SFS EN 1992-1-1. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2009, Ympäristöministeriö. 17 s.
- [20] Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja -osa 1 by 211. Helsinki 2013. Suomen betoniyhdistys ry. 251 s.
- [21] Finnsementti, Viitattu 6.2.2015. Saatavissa: <http://www.finnsementti.fi/tietoa-betonista/tietoa-betonista-suunnittelijalle/betonin-rasitusluokat-lyhyesti>.
- [22] Lindberg, R. RTEK-3230 Jännitetyt betonirakenteet. 2012. Tampereen teknillinen yliopisto. Luentomateriaali.
- [23] Rantamäki, M. Jääskeläinen, R. Tammirinne, M. Geotekniikka. Otatieto 464. 18. muuttumaton painos. Helsinki 2001, Otatieto. 307 s..
- [24] RakMK B4. Betonirakenteet, ohjeet 2005. Helsinki 2004. Ympäristöministeriö. 83 s.


Kulmatukimuurin mitoitus

Laskennan lähtötiedot

Seuraamusluokka :=

CC2 Keskiuudet seuraamukset ▼

Rakenneluokka :=


2-Luokka 

Materiaaliominaisuudet

Betoni :=

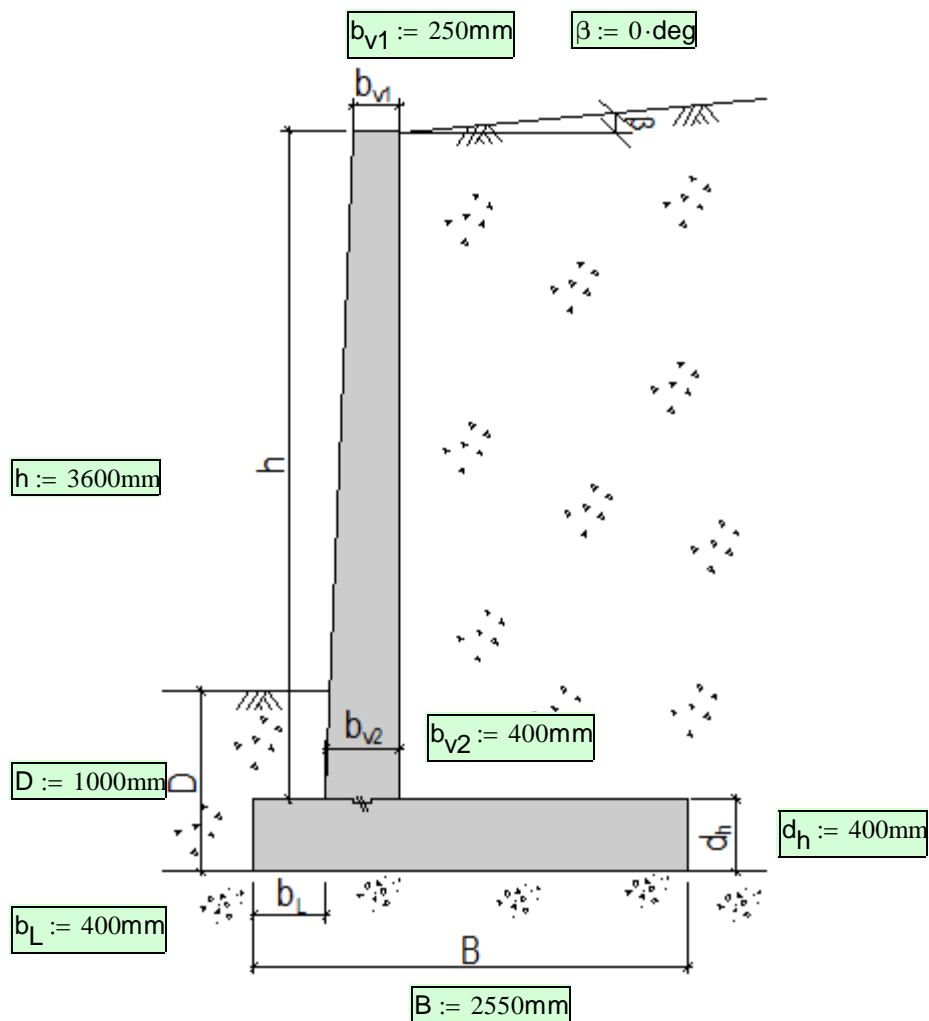
C30/37

Raudoitus :=

A500HW 

► Materiaaliarvojen laskenta

Tukimuurin mittatiedot



Maan ominaisuudet

Tilavuuspaino

Täyttömaa
$$\gamma_{k1} := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Pohjam aa

$$\gamma_{k2} := 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Leikkauskestävyyskulma
(kitkakulma)

$$\varphi'_{k1} := 37\text{deg}$$
$$\varphi'_{k2} := 42\text{deg}$$

Pohjaveden korkeus perustamistason alapuolella

Kuormien määrittäminenPysyvät kuormatMuuttuvat kuormatTasainen
pintakuorma

$$g_{k1} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{k2} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k1} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k2} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vaakakuorma

$$H_{g1} := 0 \text{ kN}$$

$$e := 0 \text{ mm}$$

$$H_{q1} := 0 \text{ kN}$$

$$e := 0 \text{ mm}$$

Pystykuormat

$$V_{g1} := 0 \text{ kN}$$

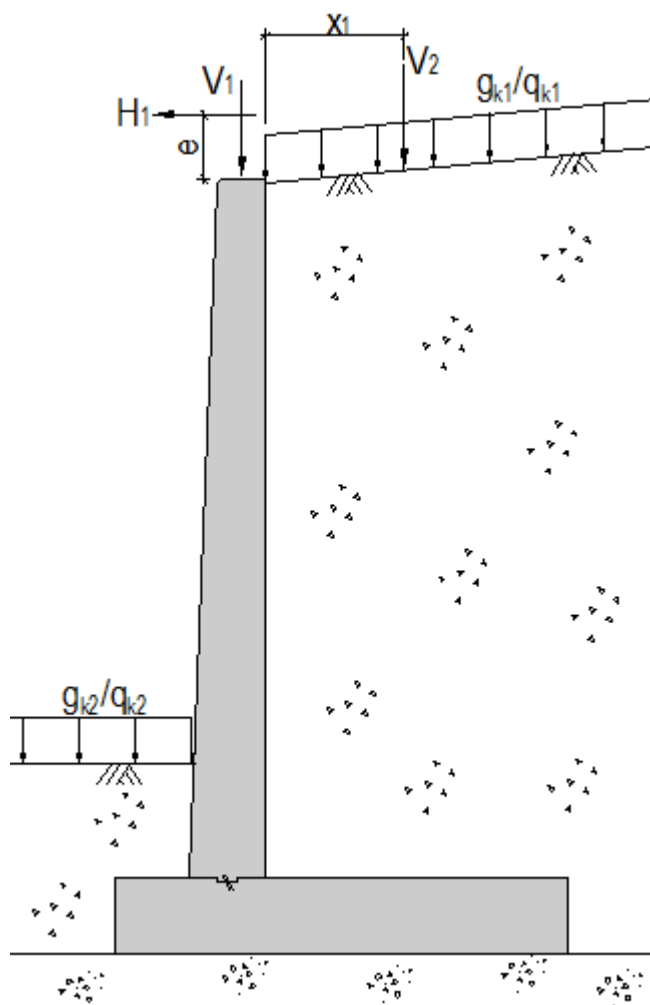
$$V_{g2} := 0 \text{ kN}$$

$$x_1 := 0 \text{ mm}$$

$$V_{q1} := 0 \text{ kN}$$

$$V_{q2} := 0 \text{ kN}$$

$$x_1 := 0 \text{ mm}$$

Maanpaine

Lepopainekerroin $K_0 := (1 - \sin(\varphi'_{k1})) \cdot (1 + \sin(\beta))$


$K_0 = 0.40$

Tukimuurin geoteknillinen mitoitus

Kuormakomponenttien määrittely _____

☐ Osavarmuuslukujen määrittely _____☐ Epäkeskisyyden / tehokkaan leveyden laskenta _____**Kantokestävyys (GEO)**

Suunnittelumenetelmä :=

DA2* ☐ Suunnittelumenetelmän valinta _____Tunnettu kantokestävyys-
ominaisarvo $R / A' = p := 500 \text{ kPa}$ Mitoittava pystykuorma $V_d = 205.86 \cdot \text{kN}$ Pohjalaatan tehollinen leveys $B' = 1.21 \text{ m}$ Kantokestävyys-
osavarmuusluku $\gamma_{R.v} := 1.55$ Kantokestävyys-
mitoitussarvo $R_d := \frac{p \cdot A'}{\gamma_{R.v}} = 390.41 \cdot \text{kN}$ ☐ Kantokestävyys-
käyttöaste _____Käyttöaste $\frac{V_d}{R_d} = 52.7 \cdot \%$ **KANTOKESTÄVYYS OK****Liukumiskestävyys**☐ Mitoituskuorman laskenta _____Pystykuorman mitoitussarvo $V'_d = 161.11 \cdot \text{kN}$ Vaakakuorman mitoitussarvo $H_d = 113.98 \cdot \text{kN}$ Liukumiskestävyys-
osavarmuusluku $\gamma_{R.h} := 1.1$ Liukumiskestävyys-
mitoitussarvo $R_d := \frac{V'_d \cdot \tan(\varphi'_{k2})}{\gamma_{R.h}} = 131.88 \cdot \text{kN}$ Perustuksen sivuun kohdistuva liukumista
vastustava maanpaine $R_{p.d} := 0 \text{ kN}$ ☐ Liukumiskestävyys-
laskenta _____Käyttöaste $\frac{H_d}{R_d + R_{p.d}} = 86.4 \cdot \%$ **LIUKUMISKESTÄVYYS OK**

Kaatuminen (EQU)☐ Osavarmuuslukujen määrittäminen☐ Kaatavien ja stabiloivien momenttien laskenta

Kaatavat ja stabiloivat momentit, kun kaatumisakseli on pohjalaatan etureunassa.

Kaatavat momentit $M_{d,kaatavat} = 223.93 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ Stabiloivat momentit $M_{d,stabiloivat} = 227.70 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ ☐ KaatuminenKäyttöaste $\frac{M_{d,kaatavat}}{M_{d,stabiloivat}} = 98.3\%$ **KAATUMINEN OK****Tukimuurin rakenteellinen mitoitus****Pystymuuri**☐ Kuormakomponenttien määrittäminen☐ Mitoittavien voimasuureiden laskenta

Mitoittava taivutusmomentti ja leikkausvoima pystymuurin juuressa:

 $S_d = 98.16 \cdot \text{kN}$ $M_d = 144.82 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ **Taivutuskestävyys**Raudituksen suojabetonipeitepaksuus $c_r := 40 \text{ mm}$ ☐ Taivutuskestävyyden laskentalausekkeetVaadittu vetorauditusala / m $A_s = 1018.7 \cdot \text{mm}^2$
 $T_1 :=$ $T_2 :=$
 $k_1 :=$ $k_2 :=$
☐ Kaavat: Raudituksen käyttöasteValittu rauditusala yhteensä / m $A_{s_tod} = 1340.4 \cdot \text{mm}^2$ ☐ Kaavat: Rauditusmäärän laskenta

Käyttöaste = 76.0%

RAUDOITUS OK**Leikkauskestävyys**☐ Kaavat: Leikkauskestävyyden laskentaLeikkauskestävyys leikkausraudoittamattomana $V_{Rd,c} = 222.9 \cdot \text{kN}$

Käyttöaste = 44.0·%

LEIKKAUSKESTÄVYYS OK**Työsauman leikkauskestävyys**

Työsauma :=

Vaarnattu ▼

Työsauman leveys:

 $b_i := 400\text{mm}$

Työsauman läpi kulkeva leikkausraudoitus:

 $A_s := 754\text{mm}^2$

(=ulkopinnan tartuntaraudoitus)

▶ Työsauman määrittäminen

Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo: $V_{Rd} = 617 \cdot \text{kN}$

Käyttöaste = 15.9·%

TYÖSAUMAN LEIKKAUSKESTÄVYYS OK**Halkeilu**Halkeamaleveyden raja-arvo $w_{\max} :=$

0.3 mm ▼

▶ Halkeamaleveyden raja-arvo

▶ Halkeamaleveyden laskenta

Halkeamaleveys $w_k = 0.18 \cdot \text{mm}$

Käyttöaste = 60.7·%

HALKEAMALEVEYS OK**Pohjalaatta**

▶ Mitoittavien voimasuureiden laskenta

Raudoituksen suojabetonipeitepaksuus pohjalaatan alapinnassa

 $c_{ap} := 50\text{mm}$

Raudoituksen suojabetonipeitepaksuus pohjalaatan yläpinnassa

 $c_{yp} := 40\text{mm}$

▶ Taivutuskestävyyden laskentalausekkeet

Pohjalaatan alapinta

 $M_{d.ap} = 16.68 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Pohjalaatan yläpinta

 $M_{d.yp} = 166.39 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$ Mitoittava leikkausvoima
ala- tai yläpinnan perusteella $S_d = 169.97 \cdot \text{kN}$ **Taivutuskestävyys****Alapinta:**Vaadittu raudoitusala alapinnassa $A_{s.ap} = 512.1 \cdot \text{mm}^2$

$$T_1 := \text{T16} + T_2 := \text{T10}$$
$$k_1 := \text{k200} + k_2 := \text{-}$$

► Kaavat: Rauditusmäärän laskenta

Valittu rauditusala $A_{s_tod.ap} = 1005.3 \cdot \text{mm}^2$

► Kaavat: Pääraudoitusten käyttöaste

Käyttöaste = 50.9. %

RAUDOITUS OK

Yläpinta:

Vaadittu rauditusala $A_{s.y.p} = 1106.5 \cdot \text{mm}^2$
yläpinnassa

$$T_1 := \text{T16} + T_2 := \text{T10}$$
$$k_1 := \text{k150} + k_2 := \text{k300}$$

► Kaavat: Rauditusmäärän laskenta

Valittu rauditusala $A_{s_tod.y.p} = 1602.2 \cdot \text{mm}^2$

► Kaavat: Pääraudoitusten käyttöaste

Käyttöaste = 69.1. %

RAUDOITUS OK

Leikkauskestävyys

► Leikkauskestävyyden laskenta

Leikkauskestävyys leikkausraudoittamattomana $V_{Rd.c} = 171.0 \cdot \text{kN}$

Käyttöaste = 99.4. %

LEIKKAUSKESTÄVYYS OK

Halkeilu

Halkeamaleveyden raja-arvo $w_{max} := \text{0.3 mm}$

► Halkeamaleveyden raja-arvo

► Mitoittavien voimasuureiden laskenta

► Halkeamaleveyden laskenta

Halkeamaleveys $w_k = 0.24 \cdot \text{mm}$

Käyttöaste = 80.3. %

HALKEAMALEVEYS OK

LIITE 2: YHDISTELYKERTOIMET

Taulukko 1. Yhdistelykertoimien ψ suositusarvot [12].

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (ks. EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,6
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, 30 kN < ajoneuvon paino ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Rakennusten lumikuormat (ks. EN 1991-1-3) ^{*)}			
Suomi, Islanti, Norja, Ruotsi	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H > 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H \leq 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,50	0,20	0
Rakennusten tuulikuormat (ks. EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (ks. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
HUOM. Kertoimien ψ arvot voidaan määritellä kansallisessa liitteessä. ^{*)} Mikäli maata ei ole mainittu, kyseiset paikalliset olosuhteet selvitetään erikseen.			

LIITE 3: MATERIAALIOMINAISUUDET

Betonin mitoitussarvot

Puristuslujuuden mitoitussarvo määritetään kaavalla [18]

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

jossa

α_{cc} on puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät huomioiva kerroin
= 0,85, kansallisesti valittu suure

f_{ck} on betonin lieriölujuus

γ_c on betonin osavarmuusluku, katso luku 2.6.2

Vetolujuuden mitoitussarvo määritetään kaavalla [18]

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c}$$

jossa

α_{ct} on vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät huomioiva kerroin
= 1,00, kansallisesti valittu suure

Betoniteräksen mitoitussarvot

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitussarvo määritetään kaavalla [18]

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

jossa

f_{yk} on betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo

γ_s on betoniteräksen osavarmuusluku, katso luku 2.6.2

Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet on kerätty betonin lujuusluokkien suhteen seuraavalla sivulla olevaan taulukkoon.

Taulukko 2: Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet [18]

Betonin lujuusluokka															Analyttinen yhteys/viittaus
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk, 0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk, 0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 $\varepsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\varepsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

LIITE 4: MAALAJIEN OMINAISUUDET

Taulukko 3: Karkearakeisten maalajien arviointi rakeisuuden perusteella.¹⁾

Maalaji		Tilavuuspaino pohjavedenpinnan		Kitka- kulma ϕ [°]
		yläpuol. [kN/m ³]	alapuol. [kN/m ³]	
Hieno hiekka (hHk) $d_{10} \leq 0,06$	Löyhä	15...17	9...	30
	Keskitiivis			33
	Tiivis	16...18	11	36
Hiekka (Hk) $d_{10} > 0,06$	L	16...18	10...	32
	K			35
	T	17...19	12	38
Sora (Sr)	L	17...19	10...	34
	K			37
	T	18...20	12	40
Moreeni (Mr)	Hyvin löyhä	16...19	10...12	...34
	L	17...20	10...12	...36
	K	18...21	11...13	...38
	T	19...23	11...14	...40
Tiivistetty täyte perustusten alla ²⁾	Louhe	15...18	9...11	45
	Murske	19...22	11...13	42
	Sora	18...21	11...13	40

- 1) Lähde: Tielaitos: *Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa*. TIEL 2172068-99. Helsinki 1999. 71 s. ISBN 951-726-583-2. Taulukko 1. s. 9.
- 2) Näiden arvojen käyttö edellyttää, että työn suoritus ja materiaalit ovat *Sillanrakentamisen yleisten laatuvaatimusten - SYL 2* kohdan 2.7.1.2 /24/ mukaiset.

LIITE 5: PERUSTUKSEN KANTOKESTÄVYYDEN LASKENNALLINEN MÄÄRITYS

Taulukkoon on koottu laskentaesimerkin mitta- ja voimasuureilla sekä eurokoodin SFS-EN 1997-1 liitteen D analyttisellä laskentamenetelmällä lasketut kuormitusyhdistelmäkohtaiset kantokestävyyden ominaisarvot, mitoitusarvot ja käyttöasteet.

Taulukko 4. Kantokestävyydet kuormitusyhdistelmäkohtaisesti

	Mitoitustapa DA2				Mitoitustapa DA2*			
	6.10a		6.10b		6.10a		6.10b	
	V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}	V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}	V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}	V _{min} H _{max}	V _{max} H _{max}
q'	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0
m	1,40	1,34	1,67	1,41	1,34	1,34	1,45	1,40
i _c	0,39	0,59	0,12	0,46	0,59	0,59	0,36	0,48
i _q	0,39	0,59	0,13	0,46	0,60	0,60	0,37	0,49
i _γ	0,20	0,40	0,04	0,27	0,41	0,41	0,19	0,30
s _c	2,00	2,30	1,33	1,96	2,30	2,30	1,82	2,03
s _q	1,98	2,28	1,32	1,95	2,29	2,29	1,81	2,02
s _γ	0,56	0,42	0,85	0,57	0,42	0,42	0,64	0,54
N _c	93,71	93,71	93,71	93,71	93,71	93,71	93,71	93,71
N _q	85,37	85,37	85,37	85,37	85,37	85,37	85,37	85,37
N _γ	151,94	151,94	151,94	151,94	151,94	151,94	151,94	151,94
b _c	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
b _q	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
b _γ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
R/A'	1541,0	2732,8	300,7	1824,6	2780,0	2780,0	1329,9	2013,0
R _d	1462,8	3380,5	94,1	1674,6	3447,3	3447,3	1038,4	1972,0
V _d	161,1	241,7	161,1	270,4	241,7	241,7	205,9	270,4
V _d /R _d	0,11	0,07	1,71	0,16	0,07	0,07	0,20	0,14